

**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI**  
**“FEDERICO II”**

**DOTTORATO DI RICERCA IN**  
**“TRASPORTI”**  
**XVIII CICLO**

*Un modello di degrado empirico-meccanicistico per  
la valutazione della irregolarità longitudinale nelle  
sovrastrutture stradali flessibili*

Coordinatore:  
Prof. Ing. Vincenzo Torrieri

Dottorando:  
Marco Mattarocci

Tutore:  
Prof. Ing. Vittorio Nicolosi

# SOMMARIO

PREMESSA.....	3
CAPITOLO 1.....	5
1. GENERALITÀ SUI MODELLI DI DEGRADO .....	5
1.1 Introduzione .....	5
1.2 Modelli di degrado empirico-meccanicistici esistenti .....	8
CAPITOLO 2.....	24
2. SVILUPPO DI UN MODELLO EMPIRICO-MECCANICISTICO DI EVOLUZIONE DELLA IRREGOLARITÀ LONGITUDINALE .....	24
2.1 Introduzione .....	24
2.2 Fattori climatici .....	27
2.3 Generazione artificiale di un profilo longitudinale .....	31
2.4 L'irregolarità longitudinale e l'indice IRI.....	36
2.5 Carichi da traffico .....	41
2.6 Proprietà dei materiali e variabilità degli spessori .....	51
2.7 Conglomerati bituminosi .....	54
2.7.1 Proprietà viscoso reversibili .....	54
2.7.1.1 Degrado delle caratteristiche visco-elastiche dei conglomerati bituminosi.....	58
2.7.2 Comportamento viscoso non reversibile.....	62
2.8 Materiali granulari.....	66
2.8.1 Comportamento resiliente .....	67

2.8.1.1	Modelli computazionali per la risposta resiliente .....	73
2.8.2	Comportamento non resiliente .....	78
2.8.2.1	Modelli computazionali della risposta viscosa irreversibile .....	81
2.9	Condizioni di aderenza.....	86
2.10	Stato tenso-deformativo .....	89
2.10.1	Formulazione delle equazioni del multistrato elastico.....	91
2.11	Interventi di manutenzione e riabilitazione sulla pavimentazione.....	98
CAPITOLO 3.....		104
3.	SIMULAZIONI NUMERICHE.....	104
3.1	Introduzione .....	104
3.2	Influenza delle condizioni termiche e della caratterizzazione dei materiali sull'evoluzione del degrado .....	104
3.3	Influenza sull'evoluzione del degrado della realizzazione di un intervento di riabilitazione.....	112
CONCLUSIONI.....		115
APPENDICE A.....		116
A.1	Derivazioni delle equazioni di equilibrio.....	116
A.2	Derivazione delle equazioni di equilibrio nel caso di aderenza non perfetta.....	117
BIBLIOGRAFIA .....		122

## **PREMESSA**

I modelli di previsione del degrado delle sovrastrutture stradali rivestono un ruolo molto importante nei moderni programmi di manutenzione e nelle tecnologie di intervento. Un'accurata previsione della vita utile di una pavimentazione comporta, infatti, una efficiente gestione della sovrastruttura e può portare ad un significativo risparmio di capitale mediante una più accurata definizione dei piani e programmi di intervento. I modelli di previsione del degrado di una pavimentazione trovano applicazione anche nella definizione dei criteri di tariffazioni stradali e negli studi di fattibilità finalizzati a creare delle restrizioni del parco veicolare.

I modelli di degrado, esistenti in letteratura, sono stati sviluppati quasi sempre seguendo un approccio di tipo empirico, utilizzando quindi dati misurati (attraverso campagne di ricerca) e correlando, attraverso regressioni statistiche, la variabile osservata o misurata a diverse variabili indipendenti, quali ad esempio il numero di passaggi di assi standard, la rigidezza della pavimentazione, le caratteristiche ambientali, ecc...

Se da una parte i modelli di degrado di tipo empirico, essendo stati ampiamente impiegati nel passato, vengono oggi utilizzati in maniera diffusa per valutare, in maniera previsionale, il degrado delle sovrastrutture stradali, allo stesso tempo, però, soffrono di alcune limitazioni, quali ad esempio: problemi causati da una mancanza di dati in fase di implementazione di un piano della manutenzione, problemi derivanti dalla non adattabilità ai nuovi materiali costituenti la pavimentazione e a nuove tipologie di veicoli, ecc....

Questa mancanza di flessibilità ha portato negli anni allo sviluppo di modelli di tipo empirico-meccanicistico, cioè basati su una schematizzazione (modellizzazione) matematica di un problema reale. L'implementazione di un modello di degrado di tipo empirico-meccanicistico, dal punto di vista computazionale, risulta assai complicata, in quanto richiede di dover correlare tutti quei fattori che possono incidere sul degrado della sovrastruttura.

L'argomento di questa tesi riguarda, appunto, lo sviluppo di un modello empirico-meccanicistico in grado di prevedere l'evoluzione del degrado, in termini di irregolarità longitudinale, delle sovrastrutture stradali di tipo flessibile.

A tal fine, partendo dall'analisi dei modelli di tipo empirico-meccanicistici esistenti in letteratura si sono individuate le seguenti linee principali di sviluppo:

- a) il modello dovrà essere in grado di valutare il degrado in ogni sezione del profilo longitudinale, considerando la variabilità delle caratteristiche della pavimentazione;
- b) il modello di degrado dovrà prendere in considerazione le caratteristiche resilienti e non resilienti dei diversi materiali costituenti la sovrastruttura;
- c) il modello di degrado dovrà tener conto degli effetti indotti dalle condizioni climatiche, pertanto risulterà necessario procedere alla caratterizzazione del regime termico negli strati della pavimentazione;
- d) allo scopo di valutare il danno indotto dalle diverse tipologie di veicoli presenti nello spettro di traffico, risulterà necessario procedere ad una schematizzazione dell'interazione veicolo-pavimentazione in funzione delle diverse caratteristiche dei veicoli;
- e) il modello dovrà essere in grado di simulare i benefici indotti su una sovrastruttura dall'attivazione di un intervento di riabilitazione, quale ad esempio il rifacimento degli strati superficiali.

Partendo da questi punti fondamentali, si è cercato di dare una schematizzazione matematica al problema con il conseguente sviluppo del relativo codice di calcolo in linguaggio Visual Basic.

Il lavoro svolto è stato pertanto organizzato, nella presente tesi, nel seguente modo: nel primo capitolo viene presentato uno stato dell'arte dei modelli di degrado di tipo empirico-meccanicistici, nel secondo capitolo, dopo una breve introduzione sulle problematiche e le motivazioni del lavoro svolto, viene presentata l'articolazione del modello, ed infine nel terzo capitolo vengono riportati i risultati di alcune simulazioni numeriche condotte, che evidenziano quali sono i fattori che maggiormente influenzano il degrado delle sovrastrutture stradali.

## **CAPITOLO 1**

# **1. GENERALITÀ SUI MODELLI DI DEGRADO**

### **1.1 Introduzione**

I sistemi di gestione delle infrastrutture si avvalgono dell'utilizzo di strumenti, attraverso i quali prevedere l'evoluzione futura dello stato delle sovrastrutture, denominati modelli di prestazione o di degrado.

Una delle motivazioni principali che portano i gestori ad impegnare una parte considerevole delle loro risorse nella raccolta sistematica (monitoraggio) dei dati sullo stato funzionale o strutturale delle sovrastrutture, è proprio quella di riuscire ad individuare l'evoluzione storica delle prestazioni, al fine di utilizzare tale informazione nelle operazioni di pianificazione degli interventi di manutenzione e di riabilitazione.

I modelli di prestazione o di degrado vengono impiegati nei sistemi di gestione della manutenzione con differenti finalità a seconda se si considera il livello di rete o quello di progetto. Nella gestione a livello di rete i modelli di degrado costituiscono una componente essenziale per le analisi pluriennali condotte ai seguenti fini:

- la stima degli effetti del tipo di intervento di manutenzione e riabilitazione e la loro programmazione temporale
- la previsione dell'evoluzione dello stato delle sovrastrutture con particolare riferimento all'eventuale raggiungimento delle soglie di attenzione
- la valutazione degli impatti a lungo termine dei diversi scenari di intervento

- la stima dei costi delle sovrastrutture per l'intero ciclo di vita utile.

I modelli impiegati per gli scopi sopra elencati, essendo nella maggioranza dei casi basati su misure effettuate in sezioni rappresentative dell'intera rete, forniscono un'indicazione sull'evoluzione media dell'insieme delle sezioni facenti parte delle sovrastrutture della rete in esame.

I modelli di degrado o di prestazione, utilizzati a livello di progetto analizzano più nel dettaglio i singoli interventi: essi infatti vengono utilizzati sia nella progettazione di specifici interventi di manutenzione e riabilitazione su singole tratte stradali, che nelle analisi comparative tra più interventi in funzione dei costi raggiungibili nel ciclo di vita della sovrastruttura.

La Figura 1 descrive in maniera schematica l'impiego dei modelli di degrado al fine di effettuare una valutazione previsionale del futuro stato funzionale di un tratto di pavimentazione stradale, e quindi di individuare sia le necessità di intervento che gli effetti indotti dai diversi tipi di intervento possibili.

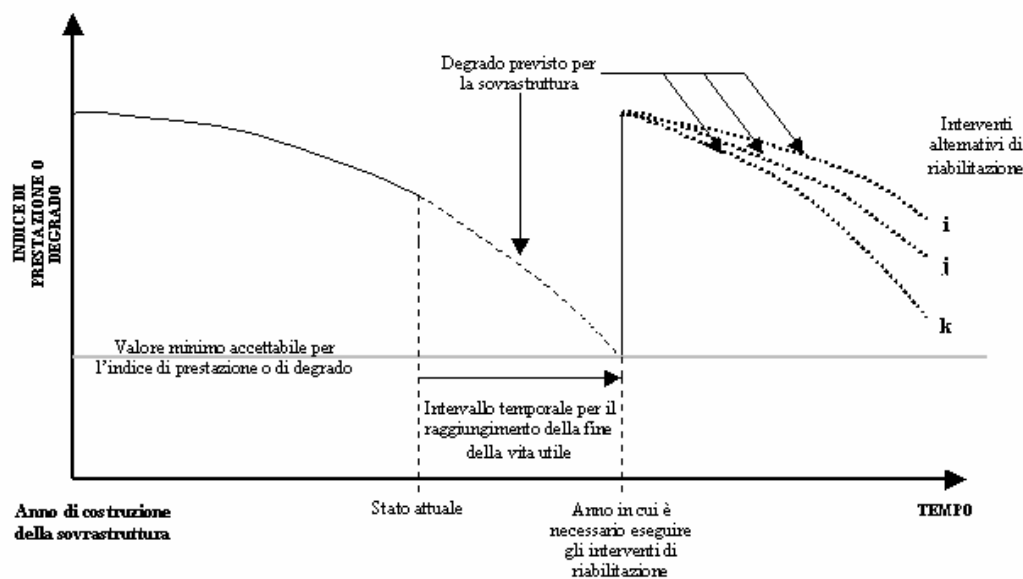


Figura 1 – Illustrazione schematica dell'impiego dei modelli di degrado per prevedere l'evoluzione futura delle prestazioni e le necessità di intervento di una pavimentazione stradale

I modelli di degrado vengono poi classificati in funzione della metodologia operativa di sviluppo degli stessi, in base alla quale è possibile distinguere in:

- Modelli empirici, sviluppati a partire dall'analisi statistica dei dati sull'evoluzione del degrado, strutturale o funzionale delle sovrastrutture, misurati sia in sito su pavimentazioni in esercizio che in laboratorio su sovrastrutture in scala reale;
- Modelli empirico-meccanicistici, sviluppati a partire sia dai risultati delle analisi sul comportamento meccanico delle sovrastrutture che dalle misure sperimentali effettuate in sito ed in laboratorio;
- Modelli meccanicistici, sviluppati attraverso l'analisi teorica del comportamento delle sovrastrutture.

Allo stato attuale esistono pochi modelli di prestazione, operanti all'interno dei sistemi di gestione, che possano essere definiti di tipo *empirico-meccanicistici*; infatti i metodi teorici per l'analisi del comportamento meccanico delle sovrastrutture consentono per il momento una valutazione affidabile dei soli parametri di risposta primaria, quali tensioni, deformazioni e spostamenti, mentre non riescono a fornire significative indicazioni per quanto concerne lo stato funzionale o strutturale delle stesse.

In generale, i vantaggi derivanti dall'applicazione di un modello di tipo empirico-meccanicistico sono:

- la possibilità di stimare in maniera preventiva le conseguenze (in termini di fenomeni di rottura per fatica, per ormaiamento, ecc...) indotte da nuove condizioni di carico applicate sulla pavimentazione (per esempio: aumento del volume di traffico, nuove tipologie di veicoli, ecc...);
- la possibilità di valutare in maniera più puntuale l'effetto indotto sulla pavimentazione dalle condizioni meteorologiche;
- miglioramento nella possibilità di prevedere il degrado nelle pavimentazioni stradali di tipo innovativo, in particolare sia dal punto di vista dello schema strutturale (numero e disposizione dei vari strati costituenti la stessa), nonché dalle caratteristiche dei materiali di cui sono composti i vari strati (esempio: utilizzando materiali stabilizzati oppure materiali trattati o modificati, ecc...).

Pertanto, considerando anche le elevate capacità dei moderni calcolatori che permettono di effettuare un gran numero di operazioni in un tempo relativamente breve, i ricercatori stanno indirizzando i propri studi alla realizzazione di modelli di degrado di tipo empirico-meccanicistici, per poi giungere in futuro allo sviluppo di modelli prettamente meccanicistici.



## 1.2 Modelli di degrado empirico-meccanicistici esistenti

I primi studi riguardanti i modelli empirico-meccanicistici risalgono al 1986, quando Brademeyer et al. (Brademeyer, 1986) sviluppò un modello di degrado in grado di valutare l'evoluzione del profilo longitudinale di una pavimentazione stradale di tipo flessibile.

L'autore partendo dall'ipotesi che sulla pavimentazione il traffico veicolare non segua una determinata traiettoria ma sia distribuito in maniera casuale, mediante l'utilizzo di un modello matematico bidimensionale per schematizzare l'interazione fra veicolo e strada, riesce a valutare i carichi statici agenti sulla sovrastruttura. Attraverso l'utilizzo di un programma per l'analisi della risposta primaria della pavimentazione, egli giunge alla valutazione degli abbassamenti di quota del profilo longitudinale (deformazioni permanenti). L'autore riesce così ad ottenere risultati che mostra essere in ragionevole accordo con i dati misurati su 23 sezioni della sperimentazione dell'AASHTO *road test*.

Una evoluzione di questo modello lo troviamo in quello proposto da Papagiannakis et al. (Papagiannakis 1988), in cui l'autore si interessa di alcuni aspetti riguardanti la variabilità delle caratteristiche dei materiali e la dinamicità dei carichi agenti sulla pavimentazione. L'autore, ipotizza una variabilità stagionale delle caratteristiche dei materiali costituenti la pavimentazione ed una ripetitività spaziale dei carichi (cioè i massimi valori del carico applicato sempre sulla medesima posizione lungo la pavimentazione) necessaria per valutare l'entità dei carichi dinamici. Attraverso poi l'utilizzo di un programma di calcolo per l'analisi della risposta primaria della pavimentazione, egli riesce poi a valutare l'entità degli abbassamenti di quota in ogni sezione del profilo longitudinale. Dai risultati ottenuti il medesimo conclude che tenendo conto della dinamicità dei carichi si riesce a migliorare la previsione del modello rispetto ai dati misurati dell'AASHTO *road test*.

Il primo più articolato modello di degrado, in grado di valutare il danno indotto nelle pavimentazioni stradali flessibili in termini d'irregolarità longitudinale, viene sviluppato nel 1983 da Ullidtz e Larsen (Ullidtz 1983). Gli autori considerano il profilo longitudinale come

costituito da una serie di sezioni distanti fra loro 30 cm, in cui ad ogni sezione viene assegnata una particolare configurazione in termini di altezza degli spessori e caratteristiche dei materiali. Al fine di simulare la reale variabilità che è possibile riscontrare in una pavimentazione reale, gli autori propongono di generare le caratteristiche dei materiali, in termini di percentuali volumetriche della miscela in conglomerato bituminoso, nonché degli spessori di tutti gli strati costituenti la pavimentazione stradale, attraverso un processo stocastico autoregressivo del secondo ordine, del tipo:

$$X_t = \phi_1 \cdot X_{t-1} + \phi_2 \cdot X_{t-2} + a_t \quad (1-1)$$

dove  $X_t$  è la variabile da generare,  $\phi_1$  e  $\phi_2$  sono costanti funzioni dei coefficienti di autocorrelazione, mentre  $a_t$  è una variabile aleatoria indipendente con media nulla e varianza costante.

Tale criterio viene anche utilizzato dagli stessi autori per generare il profilo artificiale iniziale su cui valutare l'evoluzione del degrado. In funzione della scelta dei coefficienti di autocorrelazione sarà possibile generare profili longitudinali caratterizzati da differenti valori di irregolarità iniziale (indice PSI variabile da 2.5. a 4.2), così come riportato in Figura 2.

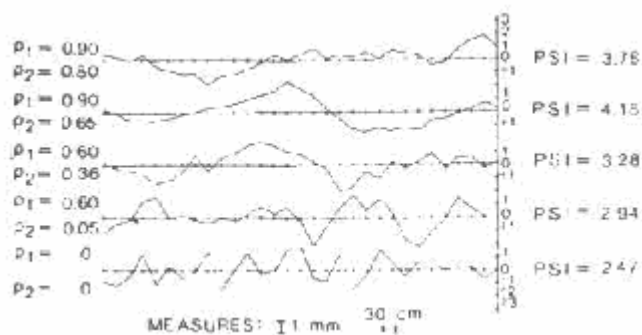


Figura 2 – Profili generati in funzione di differenti coefficienti di autocorrelazione  $\phi_1$  e  $\phi_2$

Dalla conoscenza del profilo iniziale è possibile valutare, in ogni sezione, le forze che vengono trasmesse dal veicolo sulla pavimentazione. In aggiunta ai carichi di tipo statico indotti dalle diverse tipologie di veicolo, le vibrazioni degli stessi dovute alla irregolarità della superficie stradale, producono carichi di tipo dinamico. I carichi dinamici sono dipendenti dalla velocità dei

veicoli, dal sistema di sospensioni e dall'irregolarità longitudinale del profilo stradale, e la loro valutazione avviene attraverso l'integrazione numerica delle equazioni del moto del modello a due gradi di libertà (*Quarter Car*), scelto dagli autori per schematizzare l'interazione fra veicolo e pavimentazione.

Il tempo di carico  $t_w$  viene valutato in funzione della velocità del veicolo  $V$ , ad una profondità pari alla metà dell'altezza dello strato in conglomerato bituminoso ( $h/2$ , se  $h$  è l'altezza dello strato), e assumendo che il carico sia distribuito su un'area circolare di raggio  $a+h/2$ , dove  $a$  è il raggio dell'area di contatto fra pneumatico e pavimentazione:

$$t_w = \frac{2a + h}{V} \quad (1-2)$$

I fattori climatici influiscono sulla vita utile di una pavimentazione in due modi differenti: le variazioni termiche alterano le caratteristiche visco-elastiche degli strati in conglomerato bituminoso e i cicli di gelo e disgelo fanno variare la capacità portante degli strati in materiale granulare.

La temperatura media dell'aria viene valutata attraverso la seguente relazione:

$$T = [(T_1 + T_2) / 2] + [(T_1 - T_2) / 2] \cdot \cos\{[(U - U_0) / 6] \cdot \pi\} \quad (1-3)$$

dove:

$T_1$  è la massima temperatura durante l'anno

$T_2$  è la minima temperatura durante l'anno

$U$  è il numero di settimane

$U_0$  è il numero di settimane tra l'inizio dell'anno e la settimana in cui si raggiunge il massimo valore della temperatura.

Dalla conoscenza della temperatura media dell'aria  $T_{air}$ , in accordo con Barker et al., è possibile calcolare il regime termico negli strati in conglomerato bituminoso,  $T_{asp}$ , attraverso la seguente relazione:

$$T_{asp} = 1.2 \cdot T_{air} + 3.2 \quad (1-4)$$

Per quanto riguarda i materiali granulari, questi sono soggetti, come precedentemente accennato, a cicli di gelo e disgelo che influenzano la capacità portante degli strati. Per simulare questa variabilità gli autori propongono di modificare le loro caratteristiche viscoso reversibili attraverso la valutazione di un coefficiente moltiplicativo  $R$  della rigidità del materiale, rappresentante la sensibilità al gelo:

$$R = [1 - (1 - R_0)] \cdot e^{A \cdot U_T} \quad (1-5)$$

dove:

$R_0$  è un coefficiente funzione del tipo di terreno

$U_T$  è il numero di settimane dopo la settimana del disgelo

$A$  è una costante.

Note le condizioni di carico, le condizioni termiche e le variabilità delle caratteristiche dei materiali è possibile valutare le caratteristiche viscoso reversibili dei materiali costituenti la pavimentazione. Per ciò che riguarda gli strati in conglomerato bituminoso, gli autori propongono di utilizzare formulazioni di tipo previsionale; in particolare viene adottata la formulazione previsionale della *SHELL* francese, in cui il parametro di resistenza risulta funzione della frequenza di carico, della temperatura, delle percentuali volumetriche della miscela e delle caratteristiche del bitume. Per gli strati in materiale granulare vengono utilizzate invece correlazioni di tipo empirico che legano il parametro di resistenza alla conoscenza di indici di portanza. Per il sottofondo il modulo resiliente è valutato in funzione del CBR, attraverso la seguente relazione:

$$M_{r\ sott} = 10 \cdot CBR \quad (1-6)$$

mentre per la fondazione il modulo resiliente è funzione anche dell'altezza dello strato  $h$ , attraverso la seguente relazione:

$$M_{r\ fond} = 0.2 \cdot h_3^{0.45} \cdot M_{r\ sott} \quad (1-7)$$

Per valutare le caratteristiche viscose irreversibili degli strati in conglomerato bituminoso, gli autori propongono di valutare il modulo plastico  $E_p$  (rapporto tra sollecitazione e deformazione plastica) in funzione della parte viscosa del modulo di rigidità del bitume  $Sb_p$  attraverso la seguente correlazione:

$$E_p = A \cdot Sb_p^B \quad (1-8)$$

dove A e B sono costanti, mentre  $Sb_p$  può essere calcolato in funzione della viscosità del bitume  $\eta$ , del numero di cicli di carico N e del tempo di carico  $t_w$ :

$$Sb_p = \frac{3\eta}{N \cdot t_w} \quad (1-9)$$

Ullidtz e Larsen si soffermano poi sulla caratterizzazione del comportamento non resiliente dei materiali granulari. L'evoluzione delle deformazioni permanenti in funzione del numero di ripetizioni di carico, è caratterizzata da tre fasi principali (Figura 3): un primo tratto (fase 1) in cui la velocità di deformazione decresce all'aumentare del numero di ripetizioni di carico; un secondo tratto (fase 2) in cui la velocità di deformazione risulta pressoché costante; ed la restante parte finale (fase 3) in cui la velocità di deformazione aumenta con il numero di cicli di carico.

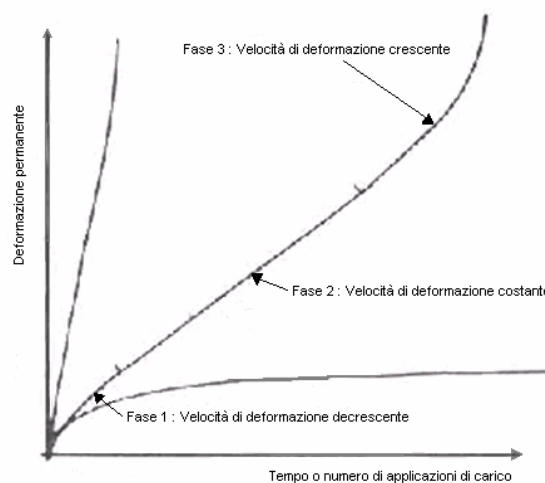


Figura 3 – Evoluzione della deformazione permanente

Gli autori prendono in considerazione solo le fasi 1 e 2, come rappresentative delle deformazioni permanenti per i materiali granulari, considerando la fase 1 (cicli di carico relativamente bassi) descritta dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_p = A \cdot N^B \cdot \left( \frac{\sigma}{\sigma'} \right)^C \quad (1-10)$$

dove A, B, C sono costanti, mentre  $\sigma'$  è la tensione di riferimento (=100 kPa). Per la fase 2 (cicli di carico medio-alti) propongono invece la seguente espressione:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_0 + (N - N_0) \cdot A^{1/B} \cdot B \cdot \varepsilon_0^{1-1/B} \cdot \left( \frac{\sigma}{\sigma'} \right)^{C/B} \quad (1-11)$$

dove:

$$N_0 = \varepsilon_0^{1/B} \cdot A^{-1/B} \cdot \left( \frac{\sigma}{\sigma'} \right)^{-C/B}$$

Le deformazioni permanenti così valutate andranno ad aggiornare il profilo iniziale, e sul nuovo profilo verrà valutata l'irregolarità longitudinale; questa procedura iterativa viene ripetuta per ogni periodo climatico preso in considerazione.

Diversi programmi di calcolo sono stati sviluppati per valutare la risposta primaria nelle pavimentazioni stradali, in termini di tensioni e deformazioni. Alcuni di questi sono basati sulla generalizzazione delle equazioni di Burmister per un sistema costituito da due soli strati. Vengono spesso utilizzati anche i programmi sviluppati da Chevron e Shell, che consentono di calcolare tensioni, deformazioni e spostamenti verticali, in un punto arbitrario di un determinato strato, in condizioni di elasticità lineare.

Nella realtà pochi materiali utilizzati nella costruzione delle pavimentazioni hanno un comportamento di tipo elastico-lineare, dato che presentano, invece, un tipico comportamento non lineare. I metodi ad elementi finiti possono essere utilizzati per trattare questa non linearità consentendo peraltro di valutare le deformazioni irreversibili oltre alla risposta primaria della pavimentazione. Per la evidente complessità nella fase di discretizzazione del problema e per il

numero elevato di iterazioni previste nel modello di degrado proposto, gli autori scelgono di non utilizzare una risoluzione con un metodo ad elementi finiti, ma un approccio basato su una combinazione delle equazioni di Boussinesq con il metodo dell'altezza equivalente.

Il modello di degrado proposto da Ullidtz e Larsen è stato testato effettuando simulazioni su 180 sezioni dell'AASHTO *Road Test*. I risultati in termini di profondità media delle ormaie fra i risultati del modello e i dati misurati sono riportati in Figura 4.

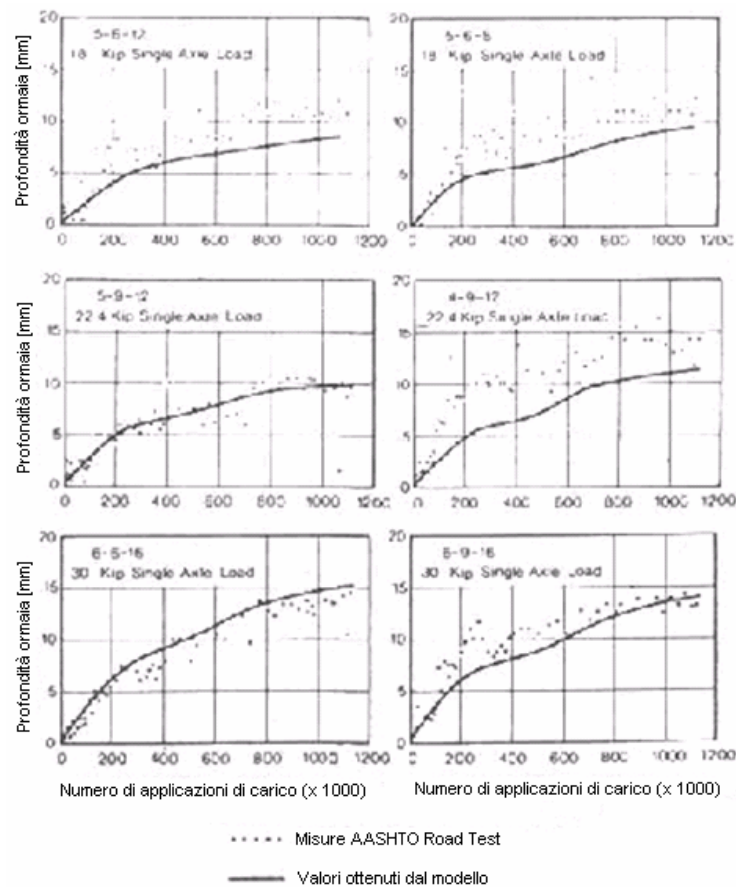


Figura 4 – Confronto fra valori misurati e calcolati

Riassumendo, il modello proposto da Ullidtz e Larsen è capace di valutare l'evoluzione del degrado delle sovrastrutture stradali flessibili in termini di irregolarità, ormaimento e danno cumulato a fatica, prendendo in considerazione la variabilità delle caratteristiche dei materiali, le condizioni climatiche e le condizioni di traffico. Il modello proposto dagli autori risulta particolarmente utile nei seguenti casi:

- nelle situazioni in cui è richiesto un programma di manutenzione o riabilitazione della pavimentazione
- nei casi in cui si vogliano studiare gli effetti indotti delle variazioni delle caratteristiche dei materiali o degli spessori sul degrado di una pavimentazione
- per trasferire l'esperienza già acquisita. In particolare tale modello fu utilizzato per trasferire l'applicabilità dell'AASHTO Road Test alle condizioni rappresentative della Danimarca.

Nello sviluppo dei modelli di tipo empirico-meccanicistici un ulteriore passo viene compiuto nel 1985 da Collop e Cebon (Collop, 1995), i quali propongono un nuovo modello di degrado chiamato *whole-life pavement performance model (WLPPM)*.

Il modello WLPPM è suddiviso in tre parti principali:

- 1) valutazione dei carichi dinamici,
- 2) calcolo della risposta primaria della pavimentazione in termini di tensioni e deformazioni,
- 3) valutazione delle deformazioni permanenti e del danno cumulato a fatica.

Particolare attenzione viene posta anche nel tener conto degli effetti indotti dal problema della fessurazione negli strati in conglomerato bituminoso.

Il modello viene usato per investigare sulle relazioni esistenti tra i cosiddetti "*hot spots*" (dovuti ai valori di picco dei carichi dinamici), "*weak spots*" (dovuti all'iniziale variazione di rigidità della pavimentazione) ed il degrado della sovrastruttura. Attraverso questo modello gli autori concludono che sia i carichi dinamici che le variazioni delle rigidità degli strati in conglomerato bituminoso possono avere a lungo termine significative influenze sulla vita utile di una pavimentazione.

Un modello WLPPM valuta il degrado di una pavimentazione (in termini di ormaie, fatica, ecc...) indotto dalle condizioni di traffico e dalle condizioni climatiche durante la sua vita utile. Tipicamente i modelli esistenti in letteratura vengono validati attraverso la sperimentazione dell'AASHTO *Road Test*, in cui le condizioni di carico sono state semplificate utilizzando una sola tipologia di veicolo viaggiante a velocità costante. Nessuno dei modelli esistenti ha investigato sulla relazione esistente fra la propagazione del danno dovuto ai *weak spots* nella struttura della pavimentazione (prodotti dalla variazione degli spessori della pavimentazione, ecc...) e ai *hot spots* sulla superficie stradale prodotti dai valori di picco dei carichi dinamici.



Conseguentemente ci sono alcuni dubbi su quale meccanismo di propagazione del danno sia più importante.

Questo modello segue a grandi linee il modello sviluppato da Ullidtz e Larsen ma si discosta considerevolmente da questo nei dettagli.

I parametri iniziali del modello WLPPM sono: le caratteristiche della pavimentazione (altezza spessori, proprietà della miscela, ecc...), le condizioni di traffico, le condizioni climatiche.

All'inizio del processo viene generata in maniera artificiale una determinata lunghezza del profilo longitudinale formato da un certo numero di sezioni. Il profilo longitudinale di partenza viene generato in funzione dello spettro di densità di potenza degli spostamenti verticali  $S_z(\gamma)$ :

$$S_z(\gamma) = c \cdot \gamma^{-w} \quad (0 < \gamma < \gamma_{\max}) \quad (1-12)$$

dove:

$\gamma$  è il numero d'onda (cicli/m)

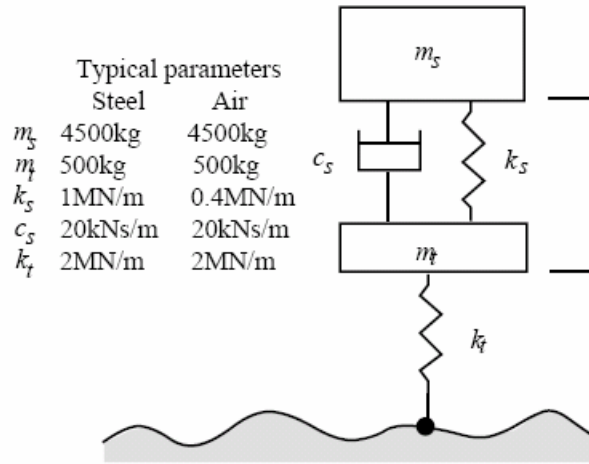
$w$  è una costante assunta pari a 2.5

$c$  è un coefficiente funzione della tipologia di strada, il cui campo di variazione è riportato nella tabella seguente:

Classe	Range di variazione $c/10^{-8} \text{ m}^{1/2} \text{ cicli}^{3/2}$
Autostrada	3 – 50
Extraurbana principale	3 – 800
Extraurbana secondaria	50 – 3000

Ad ogni sezione viene poi assegnato in maniera casuale un valore per gli spessori degli strati in conglomerato bituminoso, mentre l'altezza degli strati in materiale granulare viene assunta costante, ed il sottofondo viene schematizzato come un semispazio indefinito.

Per schematizzare l'interazione veicolo-pavimentazione gli autori utilizzano un modello bidimensionale a due gradi di libertà (*Quarter Car*), i cui parametri per un tipico veicolo a pieno carico per due differenti tipi di sospensioni, sono riportati in Figura 5. I carichi dinamici trasmessi dal veicolo sulla pavimentazione sono ottenuti mediante integrazione numerica delle equazioni del moto del modello e utilizzando come dati di input gli spostamenti tra pneumatico e profilo stradale (Cole, 1990).


 Figura 5 – Parametri per il modello *Quarter Car*

Il regime termico negli strati in conglomerato bituminoso, viene valutato a partire dalla conoscenza della temperatura media dell'aria  $T_{air}$ , attraverso la formulazione (1-3) già proposta da Ullidtz e Larsen. Dalla conoscenza di questa è possibile valutare la temperatura dello strato in conglomerato bituminoso utilizzando la seguente formulazione empirica:

$$T_{asp} = T_{air} \cdot \left( 1 + \frac{76.2}{h_{asp} + 304.8} \right) - \frac{84.7}{h_{asp} + 304.8} + 3.3 \quad (1-13)$$

dove  $h_{asp}$  è lo spessore complessivo degli strati in conglomerato bituminoso.

Le caratteristiche visco-elastiche degli strati in conglomerato bituminoso vengono valutate secondo la seguente procedura. Si valuta preliminarmente il modulo di rigidità del bitume  $S_b$  utilizzando la seguente relazione derivante dal nomogramma di Van der Poel:

$$S_b = 1.157 \cdot 10^{-7} \cdot t^{-0.368} \cdot 2.718^{-Pl^{(R)}} \cdot (T_{RB}^{(R)} - T_{asp})^5 \quad (1-14)$$

dove:

$T_{RB}^{(R)}$  è la temperatura di palla ed anello

$T_{asp}$  è la temperatura dello strato

$PI^{(R)}$  è l'indice di penetrazione

$t$  è il tempo di carico

I valori di  $T_{RB}$  ed  $PI$  sono relativi alle condizioni dopo la miscelazione, e vengono ottenuti dai valori iniziali dell'indice di penetrazione  $P^{(I)}$ , attraverso le seguenti correlazioni empiriche:

$$P^{(R)} = 0.65 \cdot P^{(I)} \quad (1-15)$$

$$T_{RB}^{(R)} = 98.4 - 26.35 \cdot \log P^{(R)} \quad (1-16)$$

$$PI^{(R)} = \frac{27 \cdot \log P^{(I)} - 21.65}{76.35 \cdot \log P^{(I)} - 232.82} \quad (1-17)$$

Il tempo di carico viene stimato a partire dalla seguente relazione:

$$\log(t) = 5 \cdot 10^{-4} \cdot h_{asp} - 0.2 - 0.94 \cdot \log(V) \quad (1-18)$$

dove  $h_{asp}$  è l'altezza dello strato e  $V$  è la velocità dei veicoli.

Il modulo elastico degli strati in conglomerato bituminoso viene quindi determinato dalla seguente relazione:

$$E = S_b \cdot \left[ 1 + \frac{257.5 - 2.5 \cdot MVA}{n \cdot (MVA - 3)} \right]^n \quad (1-19)$$

dove:

$$n = 0.83 \cdot \log \left( \frac{4 \cdot 10^4}{S_b} \right)$$

$MVA = \% \text{ volumetrica vuoti} + \% \text{ volumetrica bitume}$

Le caratteristiche resilienti del sottofondo vengono valutate attraverso il calcolo del modulo resiliente utilizzando la seguente relazione empirica:

$$E_{sub} = 10 \cdot CBR \quad (1-20)$$

Per il modulo resiliente della fondazione si assume un valore costante rappresentativo di un materiale granulare di buona qualità.

Per valutare la risposta primaria della pavimentazione gli autori utilizzano il metodo delle funzioni di influenza proposto da Hardy (Hardy, 1990). Attraverso l'utilizzo di un programma di analisi delle pavimentazioni (VESYS IIIA) vengono generate un set di funzioni di influenza della risposta primaria, come la deformazione orizzontale alla base dello strato di base in conglomerato bituminoso e la deformazione verticale per il sottofondo, che vengono poi combinate con i carichi dinamici precedentemente calcolati per dare la *time history* della risposta primaria della pavimentazione in un ampio numero di punti della pavimentazione.

La risposta primaria della pavimentazione viene combinata con appropriati modelli per la valutazione delle deformazioni permanenti e del danno cumulato a fatica e con il numero di applicazioni di carico per valutare il degrado della pavimentazione.

Le deformazioni permanenti usate nel modello WLPPM vengono valutate sia per gli strati in conglomerato bituminoso che per quelli in materiale granulare. Per i primi, il modello visco-elastico lineare utilizzato richiede la conoscenza della viscosità del bitume  $\lambda_b$  che sarà ottenuta dalla seguente espressione approssimata:

$$\lambda_b = 3 \cdot 10^{-6} \cdot \left\{ 1.3 \cdot 10^{\left[ 3 + \left( T_{RB}^{(R)} - T_{asp} \right) / 10 \right]} \right\} \quad (1-21)$$

L'effettiva viscosità della miscela  $\lambda_a$  si ottiene dalla seguente relazione:

$$\log_{10}(\lambda_a) = \Phi_1(VMA) + \Phi_2(VMA) \cdot \log_{10}(\lambda_b) \quad (1-22)$$

dove:

$$\Phi_1(VMA) = 1.86 \cdot 10^{-3} \cdot VMA^2 - 1.65 \cdot 10^{-1} \cdot VMA + 6.98$$

$$\Phi_2(VMA) = -2.2 \cdot 10^{-4} \cdot VMA + 7.5 \cdot 10^{-1}$$

Per valutare le deformazioni permanenti nei materiali granulari, viene utilizzata la seguente relazione:

$$\delta_i = L_1 \cdot \varepsilon_i^{L_2} \quad (1-23)$$

dove  $\delta_i$  è l'incremento della deformazione permanente verticale negli strati in materiale granulare dovuto alla deformazione  $\varepsilon_i$  e  $L_1$  e  $L_2$  sono due costanti del materiale.

Il profilo longitudinale viene quindi aggiornato sottraendo il valore della deformazione permanente alla quota del profilo iniziale.

Il processo sopra descritto si ripete allo step successivo, e così via fino a quando la pavimentazione non raggiunge la fine della vita utile.

Il danno cumulato a fatica viene valutato al fine di apportare una riduzione dei moduli degli strati in conglomerato bituminoso in ogni sezione della pavimentazione. Gli autori propongono per il modello WLPPM il classico meccanismo di fessurazione, ovvero l'innescò della fessura negli strati in conglomerato più profondi e la sua risalita negli strati superficiali. Il numero di cicli di carico che producono l'innescò e la risalita della fessura è dato da:

$$N_f^{(i)} = k_1 \cdot \varepsilon_i^{-k_2} \quad (1-24)$$

dove  $N_f^{(i)}$  è il numero di cicli di carico che producono la fessurazione al livello di deformazione  $\varepsilon_i$ , mentre  $k_1$  e  $k_2$  sono costanti dipendenti dal tipo di materiale, calibrate dagli stessi autori per essere conformi alle condizioni della Danimarca:

$$\log_{10}(k_1) = 14.39 \cdot \log_{10}(V_B) + 24.2 \cdot \log_{10}(T_{RB}^{(I)}) - 46.06 \quad (1-25)$$

$$k_2 = 5.13 \cdot \log_{10}(V_B) + 8.63 \cdot \log_{10}(T_{RB}^{(I)}) - 15.8$$

dove  $V_B$  è la percentuale volumetrica del bitume,  $T_{RB}^{(I)}$  è la temperatura di palla e anello iniziale (ricavabile dall' eq.(1-16) sostituendo l'indice  $P^{(R)}$  con il valore  $P^{(I)}$ ). Il danno cumulato a fatica viene calcolato utilizzando la legge di accumulo lineare (Miner):

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{N^{(i)}}{N_f^{(i)}} \quad (1-26)$$

dove:

$N^{(i)}$  è il numero di cicli di carico corrispondenti al livello di deformazione  $\varepsilon_i$

$N_f^{(i)}$  è il numero di cicli che producono l'innescio e la risalita della fessura sempre al livello di deformazione  $\varepsilon_i$

$j$  è il numero di differenti livelli di deformazione.

Per tener conto degli effetti indotti dalla presenza di fessure all'interno degli strati in conglomerato bituminoso, gli autori propongono di degradare i moduli degli strati secondo la seguente legge di degrado di tipo esponenziale negativa:

$$\frac{E}{E_0} = e^{kD}, \text{ quando } D < 1 \quad (1-27)$$

$$\frac{E}{E_0} = \left( \frac{E}{E_0} \right)_c, \text{ quando } D \geq 1$$

dove:

$D$  è il danno cumulato a fatica

$E_0$  è il modulo iniziale

il rapporto  $(E/E_0)$  è una costante che denota il livello di riduzione del modulo

$$k = \ln \left( \frac{E}{E_0} \right)_c$$

Gli autori, al fine di evidenziare come la variabilità delle caratteristiche e la natura dei carichi influiscono sul degrado finale della sovrastruttura, conducono quattro diverse simulazioni per lo stesso caso studio. In queste simulazioni, la scelta del profilo iniziale, la generazione degli spessori della pavimentazione e la natura dei carichi vengono assegnati in maniera differente, secondo il seguente schema:

Caso	Scelta del profilo iniziale	Altezze degli strati	Natura dei carichi applicati
------	-----------------------------	----------------------	------------------------------

0	Profilo con irregolarità bassa	Uniformi	Statici
1	Profilo casuale	Uniformi	Dinamici
2	Profilo con irregolarità bassa	Casuali	Statici
3	Profilo casuale	Casuali	Dinamici

I risultati ottenuti vengono riportati in Figura 6. Da questi è possibile notare come in termini di fatica la condizione più sfavorevole sia quella rappresentata dal caso 3, in cui la pavimentazione esce fuori servizio dopo soli 0.55 milioni di passaggi di carico, ed in corrispondenza di questi si ha una deformazione permanente di soli 1.5 mm; la condizione più favorevole risulta quella rappresentata dal caso 0. Gli autori concludono quindi che il considerare la variabilità delle caratteristiche e la natura dinamica dei carichi trasmessi dai veicoli sulla pavimentazione, può portare significative differenze in termini di durata della vita utile della sovrastruttura.

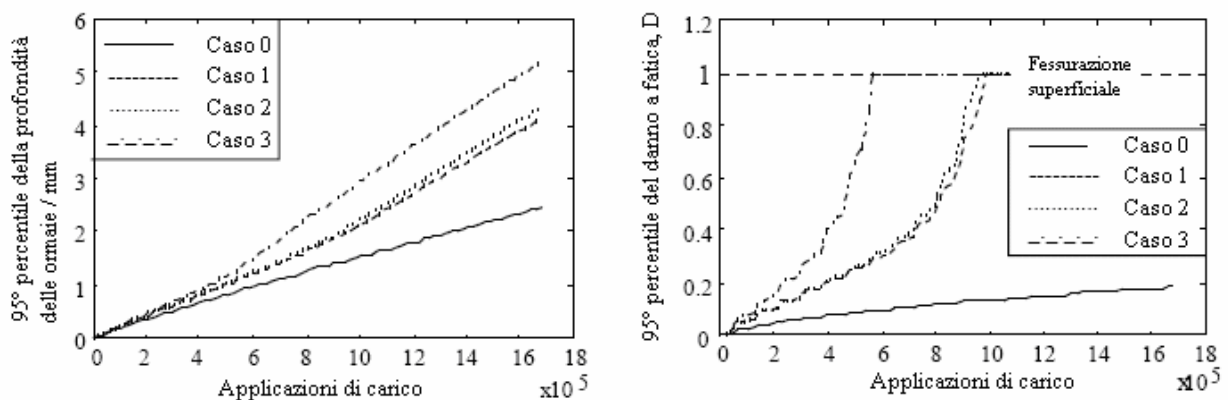


Figura 6 –Evoluzione della profondità media delle ormaie e del danno cumulato a fatica

Gli stessi autori conducono poi le stesse simulazioni ipotizzando caratteristiche dei materiali granulari differenti, variando solamente il coefficiente  $L_2$  nella formulazione per il calcolo delle deformazioni permanenti (eq. (1-23)). I risultati, riportati in Figura 7, mostrano sostanziali differenze, in quanto i valori della deformazione permanente ottenuti risultano superiori di un ordine di grandezza rispetto al caso precedente.

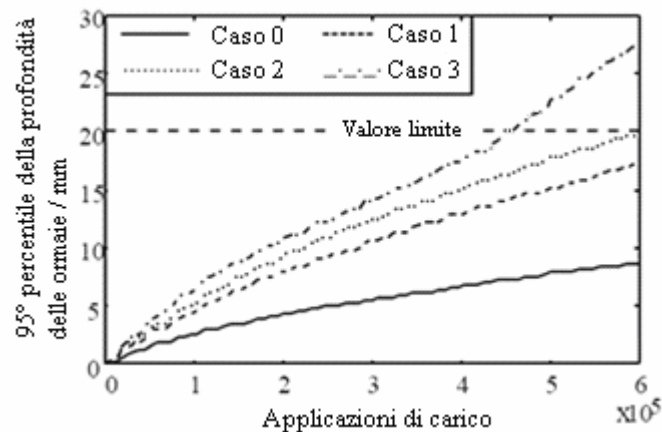


Figura 7 - Evoluzione della profondità media delle ormaie per caratteristiche dei materiali granulari differenti

Dall'analisi dei risultati ottenuti con questo modello di degrado, gli autori arrivano alle seguenti conclusioni:

- il modello *whole-life pavement performance* è capace di predire in maniera deterministica l'evoluzione del danno cumulato a fatica e delle deformazioni permanenti in una sovrastruttura stradale durante l'intero ciclo di vita
- il modello di degrado sviluppato tiene conto delle seguenti caratteristiche: forze di tipo dinamico, effetti climatici, realistiche variazioni delle rigidezze in seguito al degrado dei moduli degli strati in conglomerato bituminoso, deformazioni permanenti del sottofondo
- apportare una riduzione delle caratteristiche visco-elastiche dei conglomerati bituminosi, in funzione del danno cumulato a fatica, può avere conseguenze sull'evoluzione del degrado della pavimentazione, in particolare quando questo effetto viene combinato con la valutazione delle deformazioni permanenti nello strato di sottofondo..



## CAPITOLO 2

# 2. SVILUPPO DI UN MODELLO EMPIRICO-MECCANICISTICO DI EVOLUZIONE DELLA IRREGOLARITÀ LONGITUDINALE

### 2.1 Introduzione

Nel corso di questa tesi, finalizzata a rappresentare il processo di deterioramento nelle pavimentazioni stradali flessibili, si è sviluppato un modello di tipo empirico-meccanicistico, partendo dall'analisi di alcuni aspetti che maggiormente influenzano l'evoluzione del degrado, ovvero la caratterizzazione dei materiali, le condizioni climatiche e le condizioni di traffico. Il modello, che è stato implementato in un codice di calcolo, consente quindi di valutare l'evoluzione dell'irregolarità longitudinale per una determinata tratta stradale, consentendo quindi la pianificazione degli interventi di manutenzione e di riabilitazione su di essa.

Il *framework* generale del modello proposto è riportato in Figura 8. Esso segue in maniera simile i modelli proposti da Ullidtz e Cebon, ma differisce da questi per ciò che riguarda la valutazione delle condizioni termiche, la distribuzione del traffico, la caratterizzazione dei materiali, la valutazione della risposta primaria della pavimentazione e la rappresentazione del degrado strutturale.

In accordo con il criterio che verrà mostrato nel prosieguo (paragrafo 2.3), il profilo longitudinale stradale generato viene discretizzato in sezioni distanti fra loro  $0.30 \div 0.25$  m. Ogni sezione del profilo avrà determinate caratteristiche in termini di altezze degli strati costituenti la pavimentazione e di proprietà volumetriche degli strati in conglomerato bituminoso; tale variabilità può essere simulata attraverso l'utilizzo di processi stocastici di tipo autoregressivo (paragrafo 2.6).

Conosciuto il profilo longitudinale e definito lo spettro veicolare transitante sulla pavimentazione è possibile valutare in maniera puntuale i carichi dinamici che vengono trasmessi dal veicolo alla pavimentazione attraverso la procedura che verrà descritta nel paragrafo 2.5. In funzione delle condizioni climatiche è possibile calcolare il regime termico degli strati costituenti la pavimentazione (paragrafo 2.2). Passando poi attraverso la schematizzazione del comportamento viscoso-reversibile dei materiali presenti nella pavimentazione (paragrafi 2.7.1 e 2.8.1) sarà possibile valutare la risposta primaria, in termini di tensioni e deformazioni, risolvendo il problema del multistrato elastico con aderenza non perfetta fra gli strati (paragrafo 2.10). Dalla schematizzazione del comportamento viscoso irreversibile dei materiali costituenti la pavimentazione (paragrafi 2.7.2 e 2.8.2) sarà possibile stimare l'entità delle deformazioni permanenti in ogni sezione del profilo longitudinale. Queste ultime andranno ad aggiornare le quote del profilo longitudinale a cui corrisponderà un nuovo valore della irregolarità, ed il processo continuerà per successive iterazioni fino al raggiungimento del periodo temporale richiesto.

Inoltre il modello di degrado sviluppato nel corso di questa tesi, permette anche la valutazione dei benefici indotti da un eventuale intervento di riabilitazione eseguito nel corso della vita utile della sovrastruttura. Il *framework* del modello nel momento in cui viene attivato l'intervento di riabilitazione è riportato in Figura 9. Come verrà descritto nel seguito (paragrafo 2.11), nel momento in cui viene attivato l'intervento vengono registrati il livello di deformazione permanente e il danno cumulato a fatica negli strati in conglomerato bituminoso esistenti. Conoscendo quest'ultimo sarà possibile ridurre le caratteristiche viscoso-reversibili in funzione del livello di fessurazione raggiunto negli strati in conglomerato bituminoso esistenti, e procedere alla valutazione della risposta primaria della pavimentazione costituita dal nuovo strato superficiale e dagli strati più profondi esistenti. Attraverso lo stato tenso-deformativo sarà possibile valutare il degrado in termini di incremento delle deformazioni permanenti e di danno cumulato a fatica negli strati nuovi ed in quelli già esistenti. Allo step successivo il danno calcolato andrà ad apportare una ulteriore riduzione delle caratteristiche viscoso-reversibili negli strati in conglomerato bituminoso.

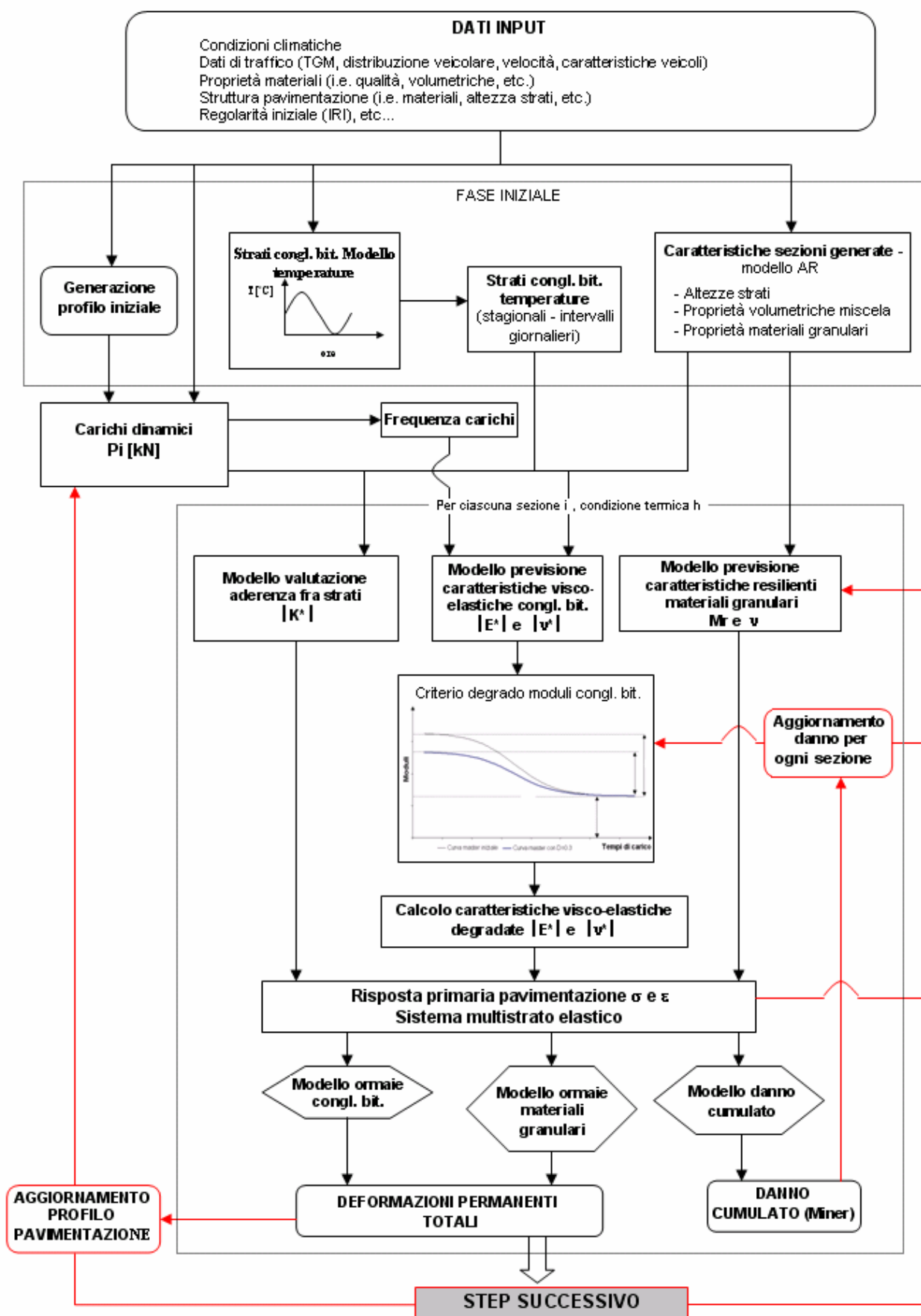


Figura 8 – Framework del modello di degrado

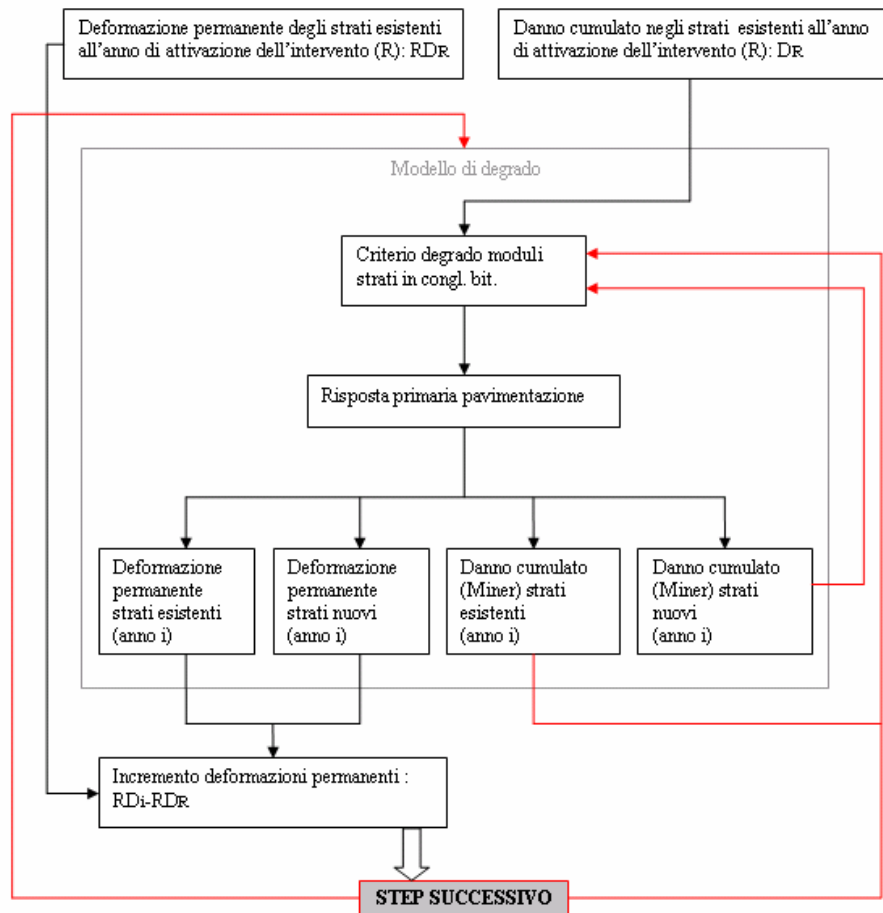


Figura 9 - Framework del modello con l'attivazione dell'intervento di riabilitazione

## 2.2 Fattori climatici

Numerosi sono i fattori climatici che influenzano, con le loro variazioni stagionali e giornaliere, il comportamento delle pavimentazioni stradali in esercizio. Gli aspetti legati alle condizioni climatiche che interagiscono con la capacità di resistenza della pavimentazione ai carichi da traffico sono principalmente due:

- il regime termico della pavimentazione, in relazione al comportamento termosuscettibile dei conglomerati bituminosi di cui sono composti i primi strati della pavimentazione, nonché alle variazioni della capacità portante del terreno di sottofondo e degli strati non legati conseguenti al congelamento dell'acqua interstiziale nei periodi più freddi;

- il regime di umidità e la presenza di acqua libera all'interno della pavimentazione, in relazione all'influenza di questa sulle proprietà dei materiali e quindi sulla loro capacità portante.

I fattori climatici che possono influenzare il regime termico delle sovrastrutture stradali sono la temperatura dell'aria, la radiazione solare ed il vento; da questi, infatti, dipende l'entità degli scambi termici per convezione, irraggiamento e conduzione che si instaurano tra l'ambiente esterno e la pavimentazione. In Figura 10 viene riportato il tipico meccanismo di trasmissione del calore tra la pavimentazione e l'aria.

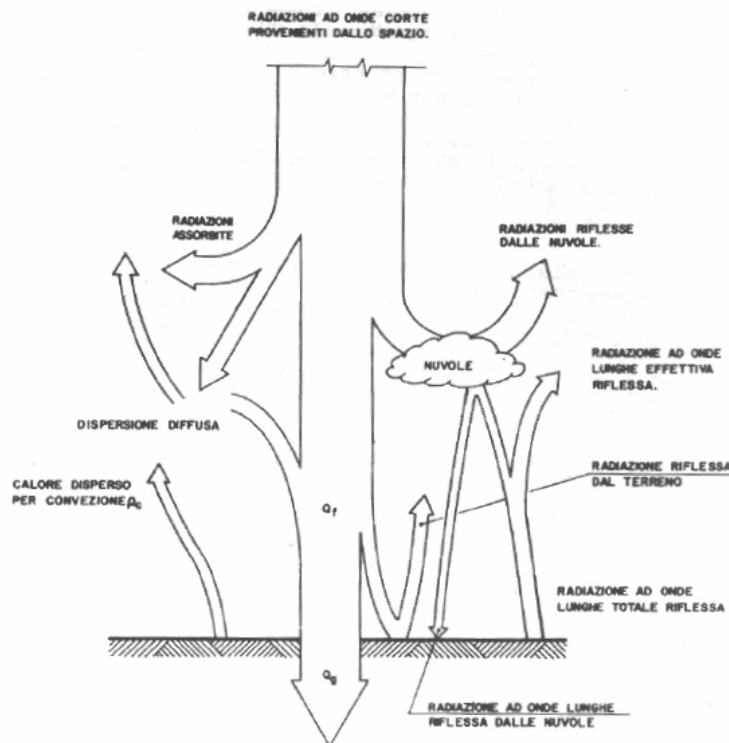


Figura 10 – Trasmissione di calore tra pavimentazione ed aria in un giorno di sole

I fenomeni di convezione ed irraggiamento, da cui dipende la trasmissione del calore tra l'aria e la superficie della pavimentazione, determinano una variazione ciclica giornaliera e stagionale della temperatura della superficie stradale. Per conduzione invece avviene la trasmissione del calore dalla superficie agli strati sottostanti della sovrastruttura.

La temperatura dell'aria è uno dei fattori principali che concorrono a determinare la temperatura della superficie della pavimentazione. Quest'ultima segue la variazione della temperatura dell'aria con un andamento che con buona approssimazione può essere assunto di tipo sinusoidale, in cui il periodo della variazione può essere giornaliero o stagionale (a seconda che si consideri la fluttuazione giornaliera o stagionale della temperatura dell'aria), mentre l'ampiezza della variazione sinusoidale della temperatura della superficie invece dipende, oltre che dalla temperatura dell'aria,

anche dalla velocità del vento, in quanto la presenza di quest'ultimo esalta gli scambi termici che avvengono tra l'aria e la pavimentazione.

La radiazione solare incrementa lo scambio termico che avviene in superficie introducendo nell'equazione del bilancio termico il termine dovuto all'irraggiamento. Il valore di tale incremento, funzione delle caratteristiche fisiche dello strato superficiale, provoca un aumento della differenza di temperatura tra l'aria e la pavimentazione ed induce una distorsione dell'andamento sinusoidale della variazione giornaliera della temperatura della superficie. Il riscaldamento della superficie durante le ore di insolazione è, infatti, molto più rapido del successivo raffreddamento dopo il tramonto.

Il regime termico della pavimentazione è influenzato, oltre che dai fattori climatici esterni, anche dalle caratteristiche fisiche e termiche dei materiali costituenti la sovrastruttura. Queste, infatti, condizionano la propagazione della temperatura nella pavimentazione e nel terreno di sottofondo, determinando in particolare, l'entità dei fenomeni di dilatazione e ritiro termico, l'entità dei gradienti termici che si instaurano all'interno della pavimentazione e la diffusione del gelo.

Nel modello di degrado sviluppato gli effetti ambientali presi in considerazione sono la temperatura e l'invecchiamento degli strati in conglomerato bituminoso. L'effetto del contenuto di umidità negli strati in materiale granulare (fondazione e sottofondo) può essere introdotto a patto che i parametri per il calcolo delle caratteristiche resilienti e non resilienti siano ricavati da prove triassiali di laboratorio con carico ripetuto.

Le condizioni climatiche medie stagionali, sono valutate a partire dai seguenti dati generali: temperatura media dell'aria  $T_{ag}$ , variazione media giornaliera della temperatura dell'aria  $A_g$ , radiazione media giornaliera  $I$ , velocità media del vento  $v$ ; in Tabella 1 vengono riportati i campi di variazione di questi parametri per le condizioni climatiche dell'Italia centrale così come suggerito da Di Mascio e Domenichini (1995).

Stagione	Temperatura media $T_{ag}$ [°C]	Variazione media giornaliera della temperatura dell'aria $A_g$ [°C]	Radiazione media giornaliera $I$ [kcal/gg]	Velocità media del vento $v$ [m/sec]
Inverno	3÷5	5÷7	2718	13÷18
Primavera	11÷13	8÷10	5785	12÷19
Estate	22÷24	10÷12	6507	9÷15
Autunno	13÷15	7÷9	3547	11÷17

Tabella 1 – Parametri per le condizioni climatiche dell'Italia centrale (Di Mascio e Domenichini 1995)

Diverse ricerche sono state compiute per mettere a punto modelli matematici che consentano di calcolare il regime termico delle pavimentazioni, prendendo in considerazione i diversi fattori da cui esso dipende. Esistono diversi modelli che, partendo dall'espressione del bilancio energetico sulla superficie di una pavimentazione, riescono a valutare il regime termico in uno strato della sovrastruttura. Il modello più diffuso, e applicato anche sul territorio italiano, è quello di Barber (Barber, 1957), il quale propone una soluzione all'equazione del bilancio energetico basato sulla teoria generale della conduzione del calore in corpi solidi, risolvendo il problema specifico di un corpo semi-indefinito con superficie orizzontale a contatto con l'aria. Attraverso tale modello, il regime termico nello strato in conglomerato bituminoso durante l'arco della giornata è ricavabile dalla seguente relazione:

$$T_{pav}(z,t) = T_{ag} + R + \left(\frac{A_g}{2} + 3R\right) \cdot F \cdot \exp(-C \cdot z) \cdot \sin\left(0.262 \cdot t - C \cdot z - \arctg\left(\frac{H}{H+C}\right)\right) \quad (2-1)$$

dove:

$T_{pav}(z,t)$  è la temperatura [°C] calcolata al tempo t (da 0 a 24 ore) alla profondità z [m] dal piano stradale

$T_{ag}$  è la temperatura media giornaliera dell'aria [°C]

$A_g$  è l'escursione media giornaliera dell'aria [°C]

$I$  è la radiazione media giornaliera, [Kcal/gg]

$v$  è la velocità del vento [m/sec]

$$R = \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{b \cdot I}{24 \cdot h_c}\right) \text{ [°C]}$$

$$H = \frac{h_c}{K} \text{ [1/m]}, \quad \text{con: } h_c = 4.882 \cdot \left(1.3 + 0.4332 \cdot v^{\frac{3}{4}}\right) \text{ [kcal/ora} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{°C]}$$

$$C = \left(\frac{0.131 \cdot s \cdot w}{K}\right)^{\frac{1}{2}} \text{ [ora}^{0.5} \text{ / m]}$$

$$F = \frac{H}{\left[(H+C)^2 + C^2\right]^{\frac{1}{2}}}$$

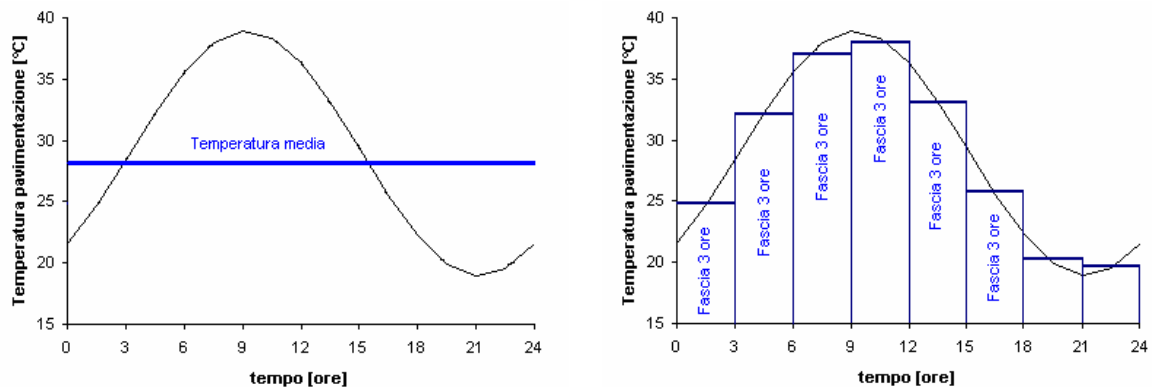
$b$  è il grado di assorbimento della superficie della radiazione solare (0.6÷0.95)

$K$  è la conduttività termica [kcal/m ora °C] (1.04÷1.96)

$s$  è il calore specifico [kcal/kg °C] (0.193÷0.22)

$w$  è la densità [kg/m³].

Il modello proposto da Barber genera un andamento di tipo sinusoidale della temperatura nell'arco delle 24 ore della giornata. Nello sviluppo del modello di degrado si è pensato di calcolare la temperatura media dello strato in due maniere differenti: nel primo caso il regime termico rappresentativo dello strato è ottenuto, per ogni stagione, dalla media delle temperature nell'arco delle 24 ore, mentre nel secondo caso l'andamento della temperatura è stato discretizzato in periodi di ampiezza di tre ore, associando a ciascuno di essi una temperatura pari al valore medio in quella fascia (Figura 11); in questo ultimo caso il regime termico rappresentativo dello strato è costituito da otto periodi climatici per ogni stagione.



1° Caso: Temperatura media (= 1 periodo climatico)

2° Caso: Temperatura in fasce di 3 ore (= 8 periodi climatici)

Figura 11 – Rappresentazione del regime termico

## 2.3 Generazione artificiale di un profilo longitudinale

L'analisi dell'evoluzione del degrado di una sovrastruttura stradale può essere finalizzata a valutare il reale comportamento di una pavimentazione stradale in esercizio, partendo quindi dalla acquisizione di un profilo longitudinale esistente, oppure può avere finalità del tutto generali, come ad esempio il caso in cui si è interessati a conoscere l'evoluzione del degrado di una sovrastruttura a partire da una sua determinata irregolarità iniziale; in quest'ultimo caso l'analisi parte dalla definizione di un profilo longitudinale tipo avente un determinato grado di irregolarità iniziale. Nel caso in cui si voglia effettuare un'analisi su una pavimentazione esistente, il modello di degrado sviluppato, consente di acquisire dall'esterno un profilo longitudinale iniziale. Nel caso in cui, invece, si è interessati a svolgere un'analisi del tutto generale, quando cioè non sia possibile disporre di un profilo stradale, due diversi approcci possono essere seguiti:

- scegliere un profilo stradale tipo dai database presenti in letteratura, quale ad esempio il *Long Term Pavement Performance (LTPP) Database*;



- generare un profilo stradale artificiale da una rappresentazione stocastica in termini della funzione densità spettrale di potenza (PSD) degli spostamenti verticali in accordo con la classificazione ISO delle superfici stradali.

In quest'ultimo caso, risulta necessario, preliminarmente, richiamare alcuni concetti sulla descrizione stocastica delle superfici stradali. Dai primi anni Settanta diversi autori (ISO 1995, Cebon 1999) hanno messo in evidenza come un profilo longitudinale stradale può essere riguardato come un processo stocastico stazionario. È quindi possibile descrivere il profilo stradale attraverso la funzione di densità spettrale di potenza (PSD) degli spostamenti verticali di un profilo stradale, ottenuta per mezzo della trasformata di Fourier della funzione di auto-correlazione del processo stocastico che descrive il profilo stradale.

Si parte dalla conoscenza di un profilo stradale continuo, per un definito valore della frequenza spaziale,  $n$ , punto centrale di una banda di frequenza di ampiezza  $\Delta n$ . Il valore della funzione spettrale di densità di potenza, per un assegnato valore di frequenza  $n$ , è definita per mezzo della seguente espressione (Bendat et al. 1986, Diana et al. 1997):

$$G_d(n) = \lim_{\Delta n \rightarrow 0} \frac{\Psi_x^2(n, \Delta n)}{\Delta n} \quad (2-2)$$

dove  $\Psi_x^2$  è il valore quadratico medio della componente del segnale per una frequenza spaziale  $n$ , entro una banda di frequenza  $\Delta n$ .

Il profilo stradale non è, tuttavia, misurato in maniera continua ma discreta, per cui risulta descritto da una sequenza di quote uniformemente distanti. Detta  $L$  la lunghezza totale del profilo stradale, e  $B$  il passo di campionamento, la frequenza spaziale massima teorica risulta essere  $n_{\max} = 1/B$ , dal momento che la massima frequenza spaziale effettiva, in accordo con il teorema di Nyquist, è  $n_{\text{eff}} = n_{\max} / 2$ ; i valori discretizzati delle frequenze  $n_i$  sono uniformemente distanti di un intervallo pari a  $\Delta n = 1/L$ . Perciò, il generico valore della frequenza spaziale,  $n_i$ , può essere rivisto come il prodotto delle quantità  $i \cdot \Delta n$  e la (2-2) può essere riscritta in forma discreta come:

$$G_d(n_i) = \frac{\Psi_x^2(n_i, \Delta n)}{\Delta n} = \frac{\Psi_x^2(i \cdot \Delta n, \Delta n)}{\Delta n} \quad (2-3)$$

con l'indice  $i$  variabile da 0 a  $N = n_{\max} / \Delta n$

Nell'ipotesi che il profilo longitudinale stradale sia descritto per mezzo di una semplice funzione armonica, ad esempio attraverso la seguente espressione:

$$y(x) = A_i \cos(2\pi \cdot n_i \cdot x + \varphi) = A_i \cos(2\pi \cdot i \cdot \Delta n \cdot x + \varphi) \quad (2-4)$$

dove  $A_i$  è l'ampiezza,  $n_i$  è la frequenza spaziale e  $\varphi$  è l'angolo di fase, allora sarà possibile dimostrare che il valore quadratico medio del segnale armonico è:

$$\Psi_x^2 = \frac{A_i^2}{2} \quad (2-5)$$

Dalla (2-5) è possibile facilmente dedurre che la relazione tra il contenuto spettrale, ottenuto attraverso la trasformata di Fourier, e il PSD del profilo stradale discretizzato può essere definito attraverso la seguente espressione:

$$G_d(n_i) = \frac{\Psi_x^2(n_i)}{\Delta n} = \frac{A_i^2}{2 \cdot \Delta n} \quad (2-6)$$

Diversi autori (Cebon 1999, Diana et al. 2004) hanno mostrato che, una volta nota la funzione PSD degli spostamenti verticali, è possibile generare un profilo stradale artificiale attraverso la relazione tra il contenuto spettrale e la funzione PSD del profilo stesso. In effetti, dallo sviluppo dell'espressione (2-6) e assumendo un angolo di fase casuale,  $\varphi_i$ , seguente una distribuzione probabilistica uniforme nel campo  $0 \div 2\pi$ , il profilo artificiale può essere descritto attraverso la seguente espressione:

$$y(x) = \sum_{i=0}^{\frac{n_{\max}}{\Delta n}} A_i \cos(2\pi \cdot n_i \cdot x + \varphi_i) = \sum_{i=0}^{\frac{n_{\max}}{\Delta n}} \sqrt[2]{2 \cdot \Delta n \cdot G_d(i \cdot \Delta n)} \cdot \cos(2\pi \cdot i \cdot \Delta n \cdot x + \varphi_i) \quad (2-7)$$

Richiamando la classificazione ISO dell'irregolarità stradale, la funzione PSD degli spostamenti verticali può essere rappresentata per mezzo della seguente equazione:

$$G_d(n) = G(n_0) \cdot \left( \frac{n}{n_0} \right)^{-2} \quad (2-8)$$

dove  $n_0$  è uguale a 0.1 cicli/m e  $G(n_0)$  è riportato nella seguente tabella:

Classificazione strada	$G(n_0) \cdot 10^{-6} [m^3]$
Limite superiore A - limite inferiore B	32
Limite superiore B - limite inferiore C	128
Limite superiore C - limite inferiore D	512
Limite superiore D - limite inferiore E	2048
Limite superiore E - limite inferiore F	8192
Limite superiore F - limite inferiore G	32768
Limite superiore G - limite inferiore H	131072

Tabella 2 : Valori di  $G(n_0)$  per la classificazione ISO sulla regolarità stradale

Sostituendo la (2-8) nella (2-7), è possibile generare un profilo stradale artificiale secondo la classificazione ISO, attraverso la seguente equazione:

$$y(x) = \sum_{i=0}^{\frac{n_{\max}}{\Delta n}} \sqrt[2]{\Delta n} \cdot 2^k \cdot 10^{-3} \cdot \left( \frac{n_0}{i \cdot \Delta n} \right) \cdot \cos(2\pi \cdot i \cdot \Delta n \cdot x + \varphi_i) \quad (2-9)$$

dove  $k$  è in funzione della classificazione ISO ed è riportato nella tabella seguente.

Classificazione strada	$k$
Limite superiore A - limite inferiore B	3
Limite superiore B - limite inferiore C	4
Limite superiore C - limite inferiore D	5
Limite superiore D - limite inferiore E	6
Limite superiore E - limite inferiore F	7
Limite superiore F - limite inferiore G	8
Limite superiore G - limite inferiore H	9

Tabella 3 : Valori di  $k$  per la classificazione ISO sulla regolarità stradale

Nella Figura 12 viene riportato un profilo artificiale generato a partire dalla funzione PSD degli spostamenti verticali per la classificazione stradale A-B. Il passo di campionamento è stato assunto pari a 0.25 m, mentre la lunghezza totale del profilo stradale è di 100 m; inoltre l'intervallo minimo di frequenza,  $\Delta n$ , è 0.001 cicli/m, mentre la massima frequenza spaziale teorica,  $n_{\max}$  è 2 cicli/m, quindi il segnale è composto da 400 funzioni armoniche. Nella figura seguente (D'Apuzzo, 2004) viene anche riportato un esempio di profilo artificiale generato prendendo in considerazione le prime 200 funzioni armoniche fino alla massima frequenza spaziale effettiva,  $n_{\text{eff}}$ . La differenza media in altezza tra i due profili è inferiore al 10%, mentre la differenza tra i corrispondenti valori dell'IRI (valutato con una velocità di viaggio pari a 80 Km/h (Sayers, 1961)) è inferiore al 2%.

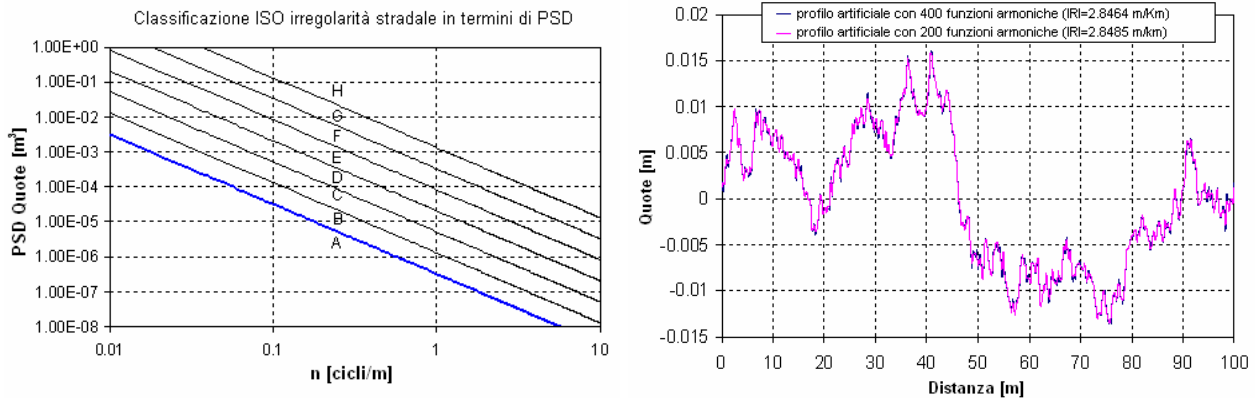


Figura 12 – Classificazione ISO sulla regolarità stradale (sinistra); profilo stradale artificiale generato a partire dal PSD per la classe stradale ISO con limite superiore A (destra)

La Figura 12 mostra che in una scala bilogaritmica la relazione fra lo spettro di densità di potenza PSD e la frequenza spaziale  $n$  è di tipo lineare, e, attraverso l'eq. (2-9), ogni retta fra quelle riportate in figura genera un profilo longitudinale caratterizzato da un determinato valore dell'irregolarità. Per trovare una correlazione fra il valore del PSD e l'indice di irregolarità IRI (di cui si parlerà nel prossimo paragrafo), si sono presi in considerazione diversi valori dell'indice IRI ottenibili dalle rette riportate in figura, escludendo quelle corrispondenti ai livelli di classificazione stradale D-H, in quanto generano valori dell'IRI troppo elevati che sicuramente non si riscontrano nelle pavimentazioni stradali. È stato quindi possibile, attraverso un'analisi di regressione dei risultati ottenuti, trovare una correlazione (Figura 13) tra il valore dell'indice IRI e il valore della funzione spettro densità di potenza in corrispondenza della frequenza spaziale  $n_0$  ( $\log[G(n_0)]$  nell'eq. (2-8)). Pertanto a partire da un valore fissato dell'indice IRI è possibile ricavare la retta, caratterizzata da una intercetta in corrispondenza della frequenza spaziale  $n_0$  pari a  $\log[G(n_0)]$ , alla quale corrisponderà un profilo longitudinale avente una irregolarità pari a quella iniziale.

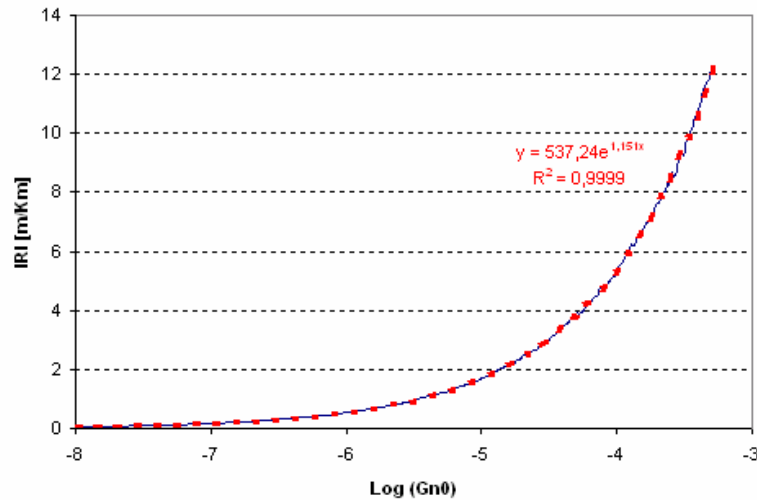


Figura 13 – Correlazione l’irregolarità longitudinale e lo spettro di densità di potenza

## 2.4 L’irregolarità longitudinale e l’indice IRI

Nel campo delle pavimentazioni stradali l’irregolarità può essere definita come l’insieme delle distorsioni del piano viabile che rendono la marcia dei veicoli poco confortevole. Le irregolarità del piano viabile imprimono al veicolo delle accelerazioni, orizzontali e verticali, che influenzano il comfort e la sicurezza della circolazione; le accelerazioni verticali sono quelle che influenzano principalmente il *comfort* di marcia e sono prevalentemente dovute all’irregolarità longitudinale del profilo.

Il modello di degrado sviluppato nel corso di questa tesi valuta le caratteristiche prestazionali di una pavimentazione stradale in termini dell’irregolarità longitudinale descritta attraverso l’indice IRI (*International Roughness Index*), che è un indice sintetico in grado di fornire un giudizio globale sullo stato della pavimentazione.

Conoscendo il profilo iniziale è possibile calcolare il valore dell’indice IRI attraverso la procedura mostrata nel seguito (Sayers, 1961). Si procede alla schematizzazione dell’interazione veicolo-pavimentazione attraverso un sistema lineare a due gradi di libertà (*Quarter car*), riportato nella figura seguente.

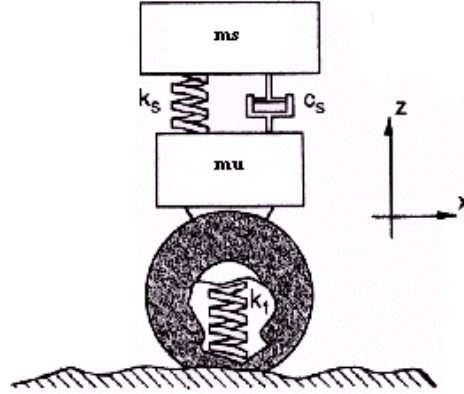


Figura 14 – Modello *Quarter Car*

dove  $c_s$  e  $k_s$  sono le costanti del dispositivo di accoppiamento cassa-asse del veicolo viscoso ed elastico,  $k_f$  è la costante del dispositivo elastico di accoppiamento pneumatico-pavimentazione, e  $m_s$  e  $m_u$  sono la massa sospesa (massa del veicolo gravante sulla ruota) e non sospesa (massa dell'asse gravante sulla ruota).

Sayers (1961) suggerisce, ai fini del calcolo dell'indice IRI, di assumere i seguenti valori delle costanti del modello:

$$c = c_s/m_s = 6.0$$

$$k_1 = k_f/m_s = 653$$

$$k_2 = k_s/m_s = 63.3$$

$$\mu = m_u/m_s = 0.15$$

Il sistema di quattro equazioni differenziali del primo ordine che regolano il moto del *Quarter Car* possono essere riscritte nella seguente notazione matriciale:

$$\dot{x} = Ax + Bh_p \quad (2-10)$$

in cui  $x$ ,  $A$ , e  $B$  sono definite da:

$$x = [z_s, \dot{z}_s, z_u, \dot{z}_u]^T$$

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & -c & k_2 & c \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ \frac{k_2}{\mu} & \frac{c}{\mu} & -\frac{k_1 + k_2}{\mu} & -\frac{c}{\mu} \end{bmatrix}$$

$$B = [0 \quad 0 \quad 0 \quad k_1 / \mu]^T$$

$h_p$  = quote del profilo

$z_s$  e  $z_u$  = altezza della massa sospesa e non sospesa

$\dot{z}_s$  e  $\dot{z}_u$  = derivata rispetto al tempo dell'altezza della massa sospesa e non sospesa.

Detta  $L$  la lunghezza del profilo e  $V$  la velocità di percorrenza, che ai fini del calcolo dell'IRI viene posta pari a 80 Km/h (Sayers (1961)), è possibile definire l'indice IRI attraverso la seguente espressione:

$$IRI = \frac{1}{L} \cdot \int_0^{L/V} |\dot{z}_s - \dot{z}_u| dt \quad (2-11)$$

Per risolvere il sistema di equazioni differenziali (2-10), non risolubile in forma chiusa, è necessario utilizzare algoritmi di risoluzione per iterazioni successive: l'integrazione di Eulero e l'algoritmo degli stati di transizione.

Il metodo di Eulero consiste nel risolvere il sistema di equazioni differenziali attraverso un'integrazione numerica; la più semplice integrazione di Eulero consiste nella considerare la seguente approssimazione:

$$x_i = x_{i-1} + dt \dot{x}_{i-1} \quad (2-12)$$

dove  $dt$  è un intervallo temporale piccolo proporzionale allo *step* di campionamento  $\Delta$  attraverso la seguente relazione:

$$dt = \frac{\Delta}{V}$$

Sayers (1961) osserva che il metodo approssimato di Eulero richiede tempi di elaborazione piuttosto elevati, ed inoltre tale metodo consente di ottenere una stima attendibile dell'indice IRI solamente se lo *step* di campionamento risulta essere sufficientemente piccolo (<100 mm). Questo valore risulta indubbiamente più piccolo di quello utilizzato nelle normali procedure di campionamento dei profili longitudinali stradali che varia invece tra 200 e 300 mm.

L'algoritmo degli stati di transizione consente di risolvere questi problemi. Partendo dall'ipotesi che la pendenza media del profilo sia costante tra la sezione  $i-1$  ed  $i$ , allora è possibile ottenere la seguente soluzione in forma chiusa:

$$x_i = e^{A\Delta/V} x_{i-1} + A^{-1}(e^{A\Delta/V} - I)Bu \quad (2-13)$$

dove I è matrice identità (4x4) e u è la pendenza media del profilo considerata costante tra la sezione i-1 ed i. Il termine  $e^{A\Delta/V}$  è una matrice 4x4 detta di transizione che definisce la risposta libera come una combinazione lineare delle quattro variabili in x al punto i-1, mentre il termine  $A^{-1}(e^{A\Delta/V} - I)B$  è un vettore di 4 elementi detto di risposta parziale che definisce la risposta forzata come una funzione lineare della pendenza u. La matrice di transizione è possibile calcolarla in funzione degli sviluppi in serie di Taylor, così come riportato nella espressione seguente:

$$e^{A\Delta/V} = I + \sum_{i=1}^N \frac{A^i (\Delta/V)^i}{i!} \quad (2-14)$$

L'equazione (2-13) è esatta se si considera la pendenza del profilo costante tra la sezione i-1 ed i, e diverse ricerche condotte sui diversi metodi di interpolazione mostrano come questa approssimazione risulti effettivamente verificata.

L'equazione (2-13) è soluzione del seguente sistema di equazioni differenziali:

$$\dot{x} = Ax + Bs_p \quad (2-15)$$

dove  $s_p$  è la pendenza del profilo filtrato, e il vettore x è ora espresso in termini di pendenze e non più di altezze; in particolare il vettore x avrà le seguenti componenti:

$$x = [s_s \quad \dot{s}_s \quad s_u \quad \dot{s}_u]^T \quad (2-16)$$

dove gli indici  $s_s$  e  $s_u$  rappresentano rispettivamente la pendenza della massa sospesa e non sospesa. Benché le variabili presenti nell'equazione (2-15) siano differenti da quelle iniziali presentate nell'equazione (2-11), queste sono comunque adatte per il calcolo l'IRI, in quanto l'equazione (2-11) può essere trasformata nella seguente espressione:

$$IRI = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |s_{s,i} - s_{u,i}| \quad (2-17)$$



in cui la pendenza del profilo viene calcolata attraverso l'operatore media mobile, ovvero:

$$s_{ps,i} = \frac{h_{p,i+k} - h_{p,i}}{k\Delta} \quad (2-18)$$

dove  $k = \max[1, \text{int}(L/\Delta)]$ .

Per generalizzare, l'equazione (2-17) può essere riscritta in termini matriciali attraverso la seguente espressione:

$$IRI = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |Cx| \quad (2-19)$$

in cui la matrice C è così definita:

$$C = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \end{bmatrix}$$

Sayers (1961) osserva che questo metodo, a differenza del precedente, consente di ottenere una maggiore stabilità nella soluzione finale, in quanto attraverso questo è possibile avere una stima attendibile dell'indice IRI fino a *step* di campionamento  $\leq 300$  mm. Tale stabilità fa preferire l'utilizzo dell'algoritmo degli stati di transizione rispetto a quello di Eulero. A tal riguardo la Figura 15 mostra le differenze che è possibile ottenere in termini dell'indice IRI utilizzando i due algoritmi di calcolo (Sayers, 1961); in particolare è possibile notare come a passi di campionamento che oscillano intorno ai 250 mm il metodo di Eulero sottostima il valore dell'IRI calcolato rispetto a quello vero (misurato) di circa il 30%.

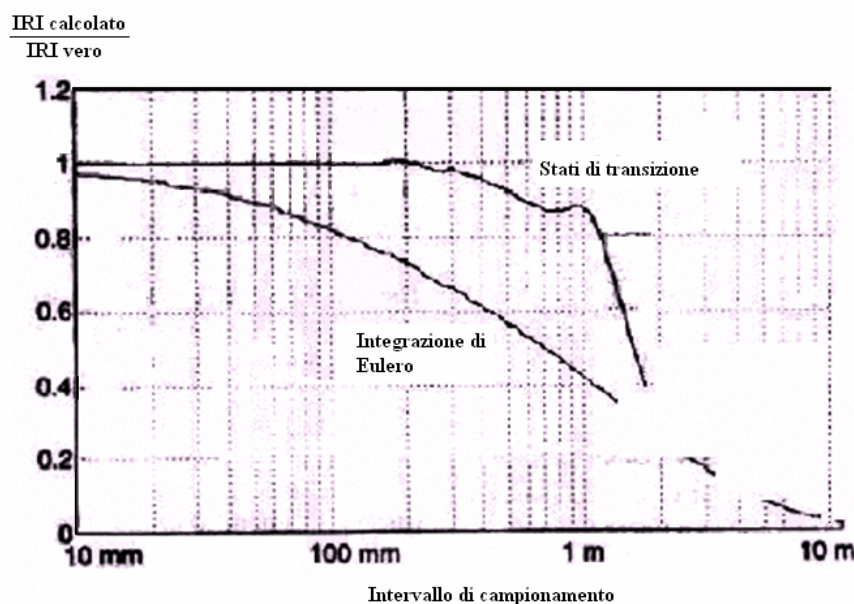


Figura 15 – Differenza fra l'algoritmo di Eulero e l'algoritmo degli stati di transizione (Sayers, 1961)

## 2.5 Carichi da traffico

I carichi agenti sulle pavimentazioni stradali sono costituiti dalle diverse tipologie di veicoli, che trasmettono le azioni esercitando delle pressioni sull'area di contatto tra il pneumatico e la superficie della sovrastruttura stessa.

In fase di progettazione e verifica di una pavimentazione stradale vengono presi in considerazione i veicoli di tipo commerciale. Nei diversi stati europei, la popolazione dei veicoli commerciali varia notevolmente. In un recente studio (COST 334), finalizzato a valutare gli effetti indotti dalle diverse tipologie di veicoli sulle pavimentazioni stradali, attraverso una valutazione del traffico in diversi stati europei (Germania, Olanda, Austria, Francia, Regno Unito, Norvegia, Finlandia) si giunge a conclusione che (ad esclusione dei casi di Norvegia e Finlandia), la frequenza di rappresentatività degli autoarticolati è circa il 50%. In Norvegia, Regno Unito, e Francia la percentuale di autocarri risulta maggiore (40%-60%) degli altri stati (20%-35%). Francia e Regno Unito hanno una percentuale di autotreni più piccola (5%) rispetto agli altri stati (20%-35%). La Finlandia ha circa il 25% di autocarri, il 19% di autoarticolati ed il 56% di autotreni.

Il veicolo commerciale può essere dotato di un diverso numero di assi, dipendente dal massimo peso lordo consentito dalle normative vigenti nel determinato stato. La Figura 16 mostra un quadro generale della situazione europea rispetto alle tipologie di automezzi esistenti; in particolare vengono riportate le diverse combinazioni di assi e configurazioni di veicoli commerciali presenti in alcuni paesi europei (COST 334).

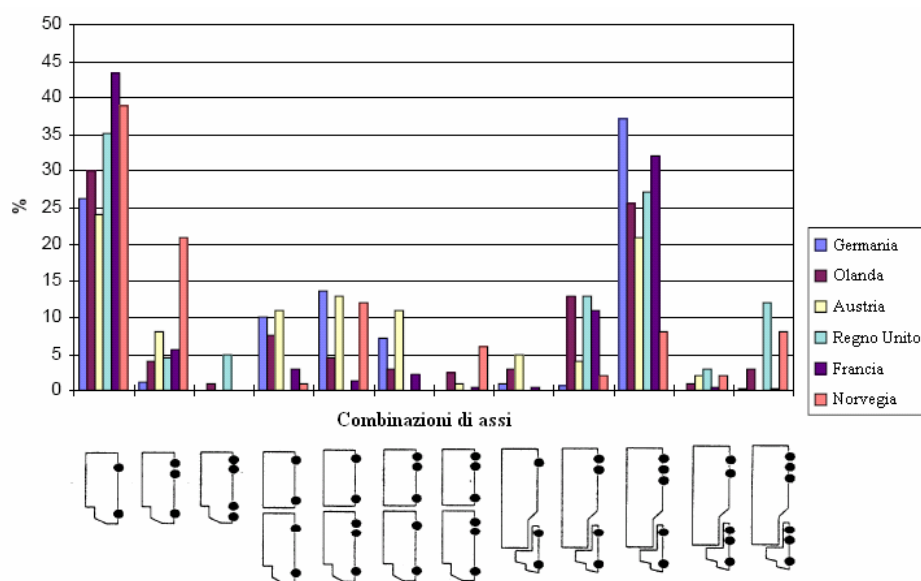


Figura 16 – Combinazioni di assi ottenute da una valutazione della composizione del traffico in differenti paesi europei (COST 334)

Nel territorio italiano, in accordo con il Catalogo delle pavimentazioni stradali (C.N.R. 1995), si considera lo spettro veicolare formato da sedici tipologie di veicoli commerciali, la cui composizione in termini di assi e distribuzione dei carichi è mostrata in Figura 17. In funzione del grado di importanza della sovrastruttura, vengono poi assunte diverse frequenze di rappresentatività delle tipologie di veicolo presenti nello spettro di traffico (Figura 18).

Tipo di veicolo	N° Assi	Distribuzione dei carichi per asse in KN			
1) autocarri leggeri	2	↓10	↓20		
2) " "	"	↓15	↓30		
3) autocarri medi e pesanti	"	↓40	↓80		
4) " " "	"	↓50	↓110		
5) autocarri pesanti	3	↓40	↓80	↓80	
6) " "	"	↓60	↓100	↓100	
7) autotreni e autoarticolati	4	↓40	↓90	↓80	↓80
8) " "	"	↓60	↓100	↓100	↓100
9) " "	5	↓40	↓80	↓80	↓80
10) " "	"	↓60	↓90	↓90	↓100
11) " "	"	↓40	↓100		↓80
12) " "	"	↓60	↓110		↓90
13) mezzi d'opera	"	↓50	↓120		↓130
14) autobus	2	↓40	↓80		
15) "	2	↓60	↓100		
16) "	2	↓50	↓80		

Figura 17 – Tipi di veicoli commerciali, numero di assi e distribuzione dei carichi per asse (C.N.R. 1995)

Tipo di strada	T i p o   d i   v e i c o l o															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1) autostrade extraurbane	12.2	----	24.4	14.6	2.4	12.2	2.4	4.9	2.4	4.9	2.4	4.9	0.10	----	----	12.2
2) " urbane	18.2	18.2	16.5	----	----	----	----	----	----	----	----	----	1.6	18.2	27.3	----
3) strade extr. principali e secondarie a forte traffico	----	13.1	39.5	10.5	7.9	2.6	2.6	2.5	2.6	2.5	2.6	2.6	0.5	----	----	10.5
4) strade extraurb. second. ordin.	----	----	58.8	29.4	----	5.9	----	2.8	----	----	----	----	0.2	----	----	2.9
5) " extr. second.-turistiche	24.5	----	40.8	16.3	----	4.15	----	2	----	----	----	----	0.05	----	----	12.2
6) " urbane di scorrimento	18.2	18.2	16.5	----	----	----	----	----	----	----	----	----	1.6	18.2	27.3	----
7) " " di quartiere e locali	80	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	20	----	----
8) corsie preferenziali	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	47	53	----

Figura 18 – Tipici spettri di traffico di veicoli commerciali per ciascun tipo di strada (C.N.R. 1995)

Le varie tipologie di veicoli commerciali possono viaggiare in differenti condizioni di carico. Nel COST 334 è stato evidenziato come, ad esempio, in Germania dei circa cinque milioni di viaggi di autocarri compiuti nel 1995, il 44% di questi sono stati effettuati a vuoto carico; per il trasporto di merci pesanti sulle lunghe distanze la percentuale dei viaggi a vuoto carico risulta essere più bassa, ed è stata stimata essere del 30%. Nel futuro si prevede che, con il miglioramento dei sistemi di comunicazione, queste percentuali diminuiranno. Esiste poi la situazione opposta, cioè dei veicoli commerciali circolanti in condizioni di sovraccarico. In Germania, è stato osservato che nel 10-15% dei casi gli autocarri, autoarticolati e autotreni viaggiano in condizioni di sovraccarico. Per lo stato dell'Olanda si è osservato che in misura del 10%, gli assi degli autocarri e rimorchi eccedono il carico per asse di 10 t, mentre per lo 0,5% si superano le 15 t. La situazione di sovraccarico è un problema che si verifica specialmente nel trasporto di fluidi, materiali voluminosi e legname. In Austria infatti, nei viaggi sulle corte distanze, si è osservato che nel 60% dei casi gli autocarri per trasporto di merci voluminose, viaggiano in condizioni di sovraccarico. Viceversa, nei viaggi sulle lunghe distanze si tende a non raggiungere la capacità di carico dell'autocarro, e mediamente si viaggia al 70% della capacità.

Nella progettazione stradale, per quanto riguarda le tipologie di veicoli commerciali, si fa riferimento alla condizione di pieno carico.

Come accennato all'inizio del paragrafo, i carichi indotti dal traffico veicolare vengono trasmessi alla pavimentazione attraverso l'area di contatto. Questa costituisce un aspetto molto importante per quanto riguarda il progetto di una pavimentazione stradale, tanto è che tra i parametri di input dei modelli meccanicistici viene sempre richiesta la definizione della forma della superficie dell'area di carico. L'impronta del pneumatico può essere definita come l'area racchiusa dalla superficie di contatto tra il pneumatico e la strada. Per i pneumatici di più grande interesse in Europa, vale a dire quelli costituiti da tele radiali, l'impronta è una funzione del carico e della pressione di gonfiaggio. Per i pneumatici di tipo radiale, questa area è molto vicina ad una forma rettangolare, a meno che il

pneumatico non sia scarsamente caricato o eccessivamente gonfiato, nel qual caso la forma tende ad essere di tipo circolare. Per i pneumatici più vecchi o per quelli convenzionali, l'area di contatto tra il pneumatico e la pavimentazione (impronta) è di tipo circolare o ellittica.

In termini più generali, è possibile dire che un incremento del carico applicato, mantenendo una pressione di gonfiaggio costante, causa un allungamento dell'area di contatto. La lunghezza dell'impronta per certi tipi di pneumatici (di stessa taglia, fabbricazione, diametro e struttura) è piuttosto costante per normali valori di pressione e carico. In una condizione di sovraccarico (o bassa pressione di gonfiaggio), la lunghezza dell'impronta generalmente aumenta, più sui bordi che al centro. Viceversa, in una condizione di pressione eccessiva (o carico basso), la lunghezza dell'impronta generalmente diminuisce, di nuovo più ai bordi che al centro, risultando una forma più ellittica.

Nella realtà si osservano anche alcuni cambiamenti nella larghezza dell'impronta, ma ciò risulta essere irrilevante se paragonato con l'allungamento di cui sopra accennato (ad eccezione del caso in cui il pneumatico è scarsamente caricato o eccessivamente gonfiato). In genere è possibile dire che la larghezza dell'impronta è uguale a quella del battistrada (eccetto il caso in cui si ha una eccessiva pressione di gonfiaggio o carico basso, quando la larghezza dell'impronta può essere minore della larghezza del battistrada).

Sottointeso che con il termine area di impronta si intende l'intera area entro il perimetro dell'impronta ("*gross contact area*"), ovvero l'insieme dell'area fra le scanalature del battistrada e l'area netta di contatto tra pneumatico e pavimentazione ("*net contact area*"), le seguenti tabelle forniscono alcune informazioni circa le dimensioni dell'impronta per diversi tipi di pneumatici. Da queste è facile osservare come possono esistere sostanziali differenze tra pneumatici della stessa dimensione nominale, ma di differente fabbricazione o ugualmente di differenti tipi (struttura, modello battistrada, materiali) ma di stessa fabbricazione.

Sigla pneumatico	Tipo	Carico per ruota (kg)	P (bar)	Larghezza (mm)	Lunghezza (mm)	Area (cm <sup>2</sup> )
295/60R22.5	doppio	2250	8	258	155	399
295/60R22.5	doppio	2875	10	259	165	427
295/80R22.5	doppio	2250	7	243	170	413
315/80R22.5	doppio	2250	6.5	253	179	453
315/80R22.5	doppio	2875	8	253	193	490
385/65R22.5	singolo	4500	10	284	202	574
385/65R22.5 Energy	singolo	4500	10	302	193	583
495/45R22.5	singolo	4500	8	425	161	686
495/45R22.5	singolo	5750	10	426	173	737

Tabella 4 - Dimensioni dell'impronta del pneumatico di alcuni pneumatici Michelin (COST 334)

Sigla pneumatico	Tipo	Carico per ruota (kg)	Pressione gonfiaggio (bar)	Largh. max (mm)	Lung. max (mm)	Gross area (cm <sup>2</sup> )	Net contact area (cm <sup>2</sup> )	Net/gross area (%)
295/60R22.5	doppio	2875	9.5	258	205	472	309	65.5
315/80R22.5	doppio	2875	7.5	258	247	532	351	66.1
385/65R22.5	singolo	4500	9.5	283	232	579	415	71.7
385/65R22.5	singolo	5750	9.5	283	256	681	505	74.1
495/45R22.5	singolo	5750	9.5	427	213	709	535	75.4

Tabella 5 - Dimensioni dell'impronta del pneumatico di alcuni pneumatici Michelin (COST 334)

Sigla pneumatico	Tipo	Costruttore	Larghezza battistrada o area di contatto (mm)	Larghezza area di contatto / larghezza sezione (%)
10R20	doppio	Non specificato	179-183	71
10R22.5	doppio	Michelin	186	73
11R22.5	doppio	Michelin	200 (*)	72
11R22.5	doppio	Goodyear	222 (*)	79
12R20	doppio	Bridgestone	210	69
12R22.5	doppio	Non specificato	180 – 190	61
295/60R22.5	doppio	Michelin	260 (*)	88
315/80R22.5	doppio	Michelin	260 (*)	82
15R22.5	singolo	Non specificato	283 – 285	75
15R22.5	singolo	Sumitomo	290 – 295 (*)	77
385/65R22.5	singolo	Non specificato	280 – 290	74
385/65R22.5	singolo	Michelin	287 (*)	74
16.5R22.5	singolo	Bridgestone	315 – 320 (*)	76
425/65R22.5	singolo	Bridgestone	295 – 305	70
445/65R22.5	singolo	Non specificato	330 – 340	75
18R22.5	singolo	Goodyear	345 – 350 (*)	76
495/45R22.5	singolo	Michelin	425 – 430	87

(\*) indica la misura della larghezza del battistrada; le altre sono relative alla misura della larghezza dell'area di contatto

Tabella 6 - Larghezza dell'impronta o larghezza del battistrada di alcuni pneumatici (COST 334)

Carico per asse (tonn.) ==>				6		7		8	
Sigla pneumatico	Tipo	Largh. area di contatto	Diametro	Area di contatto	Pressione pneumatico	Area di contatto	Pressione pneumatico	Area di contatto	Pressione pneumatico
		mm	mm	cm <sup>2</sup>	kPa	cm <sup>2</sup>	kPa	cm <sup>2</sup>	kPa
295/60R22.5	singolo	244	924	439	925				
295/80R22.5	singolo	235	1059	495	800	504	950		
315/70R22.5	singolo	253	1024	502	800	512	950		
315/80R22.5	singolo	247	1085	537	700	548	825	559	950
385/55R22.5	singolo	329	998	525	650	535	775	544	900
385/65R22.5	singolo	285	1071	546	650	555	775	564	900

Tabella 7 - Larghezza dell'impronta per gli assi di guida (COST 334)



Carico per asse (torn.) ==>				7		8		9		10		11.5		13	
Sigla pneumatico	Tipo	Largh. area contatto	diametro	area di contatto	pressione pneumat.	area di contatto	pressione pneumat.	area di contatto	pressione pneumat.	area di contatto	pressione pneumat.	area di contatto	pressione pneumat.	area di contatto	pressione pneumat.
		mm	mm	cm²	kPa	cm²	kPa	cm²	kPa	cm²	kPa	cm²	kPa	cm²	kPa
265/70R19.5	doppio	210	872	347	650	354	750	360	850	365	950				
295/60R22.5	doppio	244	924			409	650	413	750	422	825	427	975		
295/80R22.5	doppio	235	1059			455	600	465	675	473	750	482	875		
315/70R22.5	doppio	253	1024			496	575	505	650	513	725	521	850		
315/80R22.5	doppio	247	1085			467	550	475	625	482	700	488	825	500	925
10R22.5	doppio	186	1017	365	625	377	700	381	800	386	900				
11R22.5	doppio	184	1054			385	650	395	725	397	825	407	950		
11.00R20	doppio	207	1086	449	525	460	600	461	700	470	775				
12.00R20	doppio	225	1132			505	550	513	625	520	700	527	825	540	925
12R22.5	doppio	201	1085			430	600	439	675	447	750	454	875		
385/55R22.5	singolo	329	998	534	775	542	900								
385/65R22.5	singolo	285	1071	555	775	564	900	578	1000						
425/65R22.5	singolo	308	1126	663	625	674	725	693	800	702	900				
445/65R22.5	singolo	340	1155	720	600	742	675	749	775	767	850				
495/45R22.5	singolo	427	1013			707	675	715	775	732	850	742	1000		

Tabella 8 - Larghezza dell'impronta per gli assi di guida e quelli trainati (COST 334)

Nello sviluppo di questo modello è stata assunta un'area di impronta di tipo circolare, ottenibile dall'equilibrio della ruota:

$$A = \frac{P}{p} \quad (2-20)$$

in cui P è il carico gravante sul pneumatico e p è la pressione di gonfiaggio.

La pressione di gonfiaggio, dipende da una serie di fattori, quali ad esempio la tipologia di asse (singolo, tandem, tridem), il tipo di pneumatico, le sue caratteristiche, la presenza di ruote gemellate, ecc.... Nello sviluppo di questo modello, non essendo possibile rappresentare tutti i casi che possono verificarsi nella realtà, si è deciso di valutare la pressione di gonfiaggio considerando delle condizioni medie. Pertanto partendo dalle caratteristiche, in termini di pressione e carico, di alcune tipologie di pneumatici esistenti, attraverso una regressione lineare è stato possibile ricavare una relazione, se pure approssimata, tra carico applicato sulla ruota e pressione di gonfiaggio, così come riportato nelle figure seguenti.

Considerando il fatto che negli assi tandem e tridem possono essere presenti sia ruote singole che gemellate, la relazione pressione-carico utilizzata nel modello per queste tipologie di assi è quella riportata in Figura 21, mentre per quanto riguarda gli assi singoli si è utilizzata la relazione riportata in Figura 19.

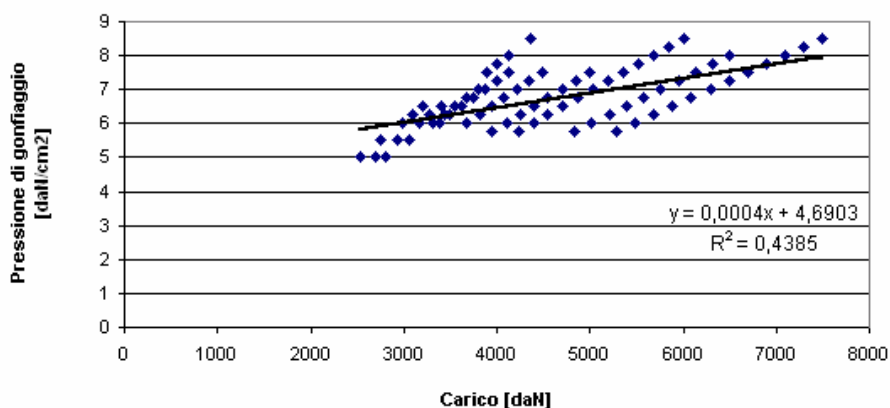


Figura 19 - Relazione pressione di gonfiaggio e carico applicato per una ruota singola

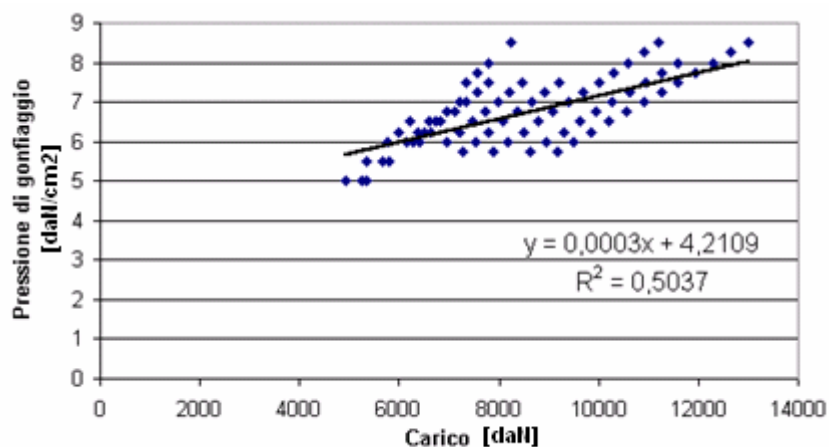


Figura 20 - Relazione pressione di gonfiaggio e carico applicato per una ruota gemellata

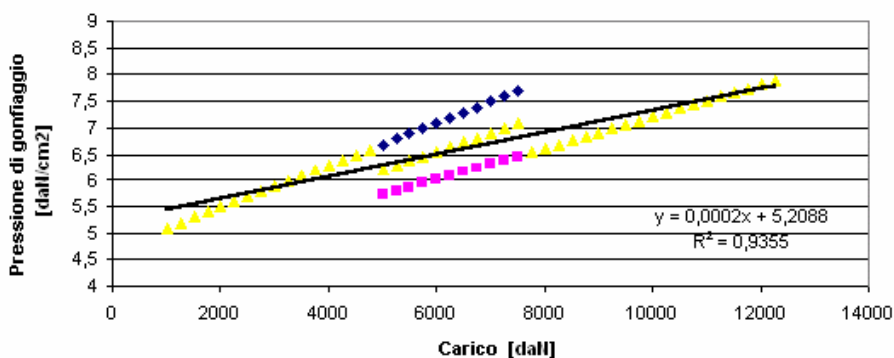


Figura 21 - Relazione pressione di gonfiaggio e carico applicato per una ruota singola e gemellata

La frequenza della sollecitazione risulta essere funzione della velocità dei mezzi, della rigidezza della sovrastruttura (spessore e moduli elastici) e della profondità del punto considerato dalla



superficie della sovrastruttura. In particolare essa aumenta all'aumentare della velocità, al diminuire dello spessore complessivo della pavimentazione ed al diminuire della profondità. La frequenza delle sollecitazioni, nelle pavimentazioni stradali, assume generalmente valori compresi tra i 15 ed i 20 Hertz (per le velocità superiori ai 40 Km/h).

Nello sviluppo di questo modello per valutare la frequenza di applicazione del carico è stata utilizzata la seguente formulazione proposta da Huang (Huang, 1993):

$$f = \frac{v}{6 \cdot D} \quad (2-21)$$

dove:

f è la frequenza [Hz]

v è la velocità [m/sec]

D è il diametro dell'area di impronta [m].

Tuttavia esistono formulazioni più recenti che permettono di tener conto anche della profondità dalla superficie della pavimentazione; tra queste ricordiamo quella proposta da Pellinen et al. (2004), in cui la frequenza di carico viene valutata attraverso la seguente relazione:

$$f = \frac{1}{2\pi t} \quad , \quad \log t = 5 \cdot 10^{-4} \cdot h - 0.2 - 0.94 \cdot \log V$$

In D'Apuzzo (2004), viene, invece, presentata una versione modificata della formulazione precedente per tener conto del raggio dell'area di impronta (ipotizzata circolare):

$$f = \frac{1}{2\pi \cdot 10^{0.5(2a+h)} \cdot \frac{0.18927}{V^{0.94}}}$$

dove:

a è il raggio dell'area di impronta [m]

h è la profondità della superficie della pavimentazione [m]

V è la velocità [m/sec].

A titolo di esempio, considerando un peso su ruota pari a 60 kN, una velocità di 90 Km/h e utilizzando le tre diverse formulazioni sopra riportate è possibile ottenere le seguenti frequenze di applicazione del carico:

Huang (1993)	Pellinen et al. (2004)	D'Apuzzo (2004)																																
<div><div><div><div><div>r =</div><div>17,3</div><div>cm</div></div><div><div>v =</div><div>90</div><div>Km/h</div></div></div></div></div>	<div><div><div><div>v =</div><div>90</div><div>Km/h</div></div></div></div>	<div><div><div><div>r =</div><div>0,173</div><div>m</div></div><div><div>v =</div><div>25</div><div>m/sec</div></div></div></div>																																
<table><tr><td></td><td>f [Hz]</td></tr><tr><td>USURA</td><td>12,04</td></tr><tr><td>COLLEGAM</td><td>12,04</td></tr><tr><td>BASE</td><td>12,04</td></tr></table>		f [Hz]	USURA	12,04	COLLEGAM	12,04	BASE	12,04	<table><tr><td></td><td>h[mm]</td><td>f [Hz]</td></tr><tr><td>USURA</td><td>25,0</td><td>16,84</td></tr><tr><td>COLLEGAM</td><td>80,0</td><td>15,81</td></tr><tr><td>BASE</td><td>195,0</td><td>13,85</td></tr></table>		h[mm]	f [Hz]	USURA	25,0	16,84	COLLEGAM	80,0	15,81	BASE	195,0	13,85	<table><tr><td></td><td>h[m]</td><td>f [Hz]</td></tr><tr><td>USURA</td><td>0,025</td><td>14,77</td></tr><tr><td>COLLEGAM</td><td>0,080</td><td>12,86</td></tr><tr><td>BASE</td><td>0,195</td><td>10,13</td></tr></table>		h[m]	f [Hz]	USURA	0,025	14,77	COLLEGAM	0,080	12,86	BASE	0,195	10,13
	f [Hz]																																	
USURA	12,04																																	
COLLEGAM	12,04																																	
BASE	12,04																																	
	h[mm]	f [Hz]																																
USURA	25,0	16,84																																
COLLEGAM	80,0	15,81																																
BASE	195,0	13,85																																
	h[m]	f [Hz]																																
USURA	0,025	14,77																																
COLLEGAM	0,080	12,86																																
BASE	0,195	10,13																																

Il transito di un veicolo su una superficie irregolare (profilo longitudinale) genera delle oscillazioni della massa del veicolo stesso, con conseguente incremento del carico applicato sulla pavimentazione. Ipotizzando che l'entità del carico dinamico sia principalmente dovuto alla oscillazione della massa non sospesa, conoscendo il valore della costante elastica della molla che schematizza il pneumatico, e conoscendo la quota della massa non sospesa è possibile calcolare puntualmente in ogni sezione del profilo, il valore del sovraccarico dinamico per le diverse tipologie di veicoli, attraverso la seguente relazione:

$$F_i = k_f \cdot \Delta z_i \quad (2-22)$$

dove  $\Delta z_i$  è la differenza fra la quota della massa non sospesa e la quota della i-esima sezione del profilo.

Risulta necessario, pertanto, conoscere le caratteristiche delle diverse tipologie di veicoli presenti nello spettro di traffico, espresse in termini dei parametri del modello *Quarter Car*. A tal fine è stata condotta una ricerca bibliografica, ed i risultati ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di veicolo	Schema assi	Carico per asse [kN]	Ms [kg]	Ku/Ms	Ks/Ms	C/Ms
1) autocarri leggeri	S + S	↓10    ↓20	2898	280.70	201.10	0.5
2) " "	S + S	↓15    ↓30	4348	280.70	201.10	0.5
3) autocarri medi e pesanti	S + S	↓40    ↓80	11232	333.23	210.78	2.5
4) " " "	S + S	↓50    ↓110	14978	333.23	210.78	2.5
5) autocarri pesanti	S + T	↓40    80 ↓ 80	18138	385.80	220.40	4.5
6) " "	S + T	↓60    100 ↓ 100	23580	385.80	220.40	4.5
7) autotreni e autoarticolati	S + S + S + S S + S + T	↓40    ↓90    ↓80    ↓80 ↓40    ↓90    80 ↓ 80	26300	385.80	220.40	4.5
8) " "	S + S + S + S S + T + T	↓60    ↓100    ↓100    ↓100 ↓60    ↓100    100 ↓ 100	32648	385.80	220.40	4.5
9) " "	S + T + S + S S + T + T	↓40    80 ↓ 80    80 ↓ 80 ↓40    80 ↓ 80    ↓80    ↓80	32648	385.80	220.40	4.5
10) " "	S + T + S + S S + T + T	↓60    90 ↓ 90    ↓100    ↓100 ↓60    90 ↓ 90    100 ↓ 100	39904	385.80	220.40	4.5
11) " "	S + S + TR	↓40    ↓100    ↓80 ↓80 ↓80	34462	385.80	220.40	4.5

12) " "	S + S + TR	↓70	↓110	↓90 ↓90 ↓90	40811	385.80	220.40	4.5
13) mezzi d'opera	S + S + TR	↓40	↓130	↓130 ↓130 ↓130	47159	385.80	220.40	4.5
14) autobus	S + S	↓40	↓80		10883	385.80	220.40	4.5
15) " "	S + S	↓60	↓80		12697	385.80	220.40	4.5
16) " "	S + S	↓50	↓80		11790	385.80	220.40	4.5

S=asse singolo, T= asse tandem, TR= asse tridem

Tabella 9: Tipologia di assi, carichi per asse e caratteristiche sospensioni per ogni tipologia di veicolo (Lu Sun, 2001 e Cebon, 1993)

Nella valutazione dei carichi dinamici, si è scelto di utilizzare il modello di calcolo *Quarter Car*, rispetto a modelli più complicati quali ad esempio l'*Half Car*, in quanto nella sua semplicità, permette di valutare con stima attendibile le forze verticali dinamiche che i veicoli trasmettono alla pavimentazione, così come è stato evidenziato da alcuni autori (Cebon, 1993, Cebon 1999).

A titolo di esempio, nelle figure sottostanti si riportano alcuni risultati ottenuti in termini di sovraccarico dinamico per tre classi di veicoli: autocarri leggeri, medi e pesanti.

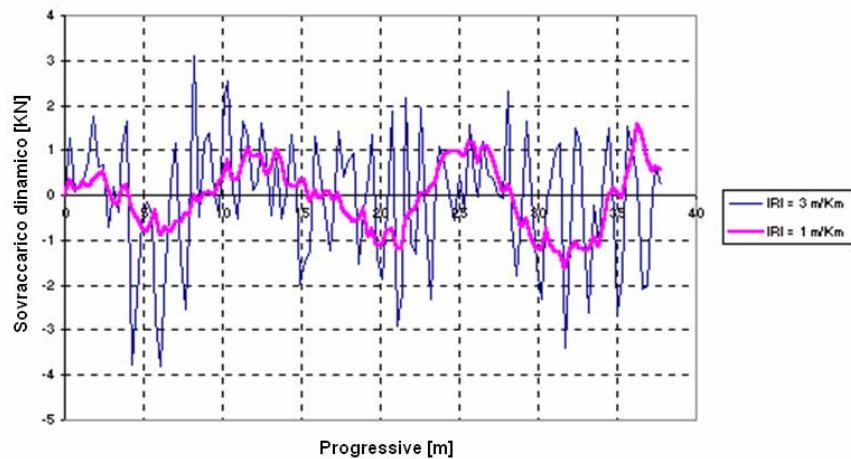


Figura 22 - Valori sovraccarichi dinamici per la classe di veicolo Autocarri leggeri

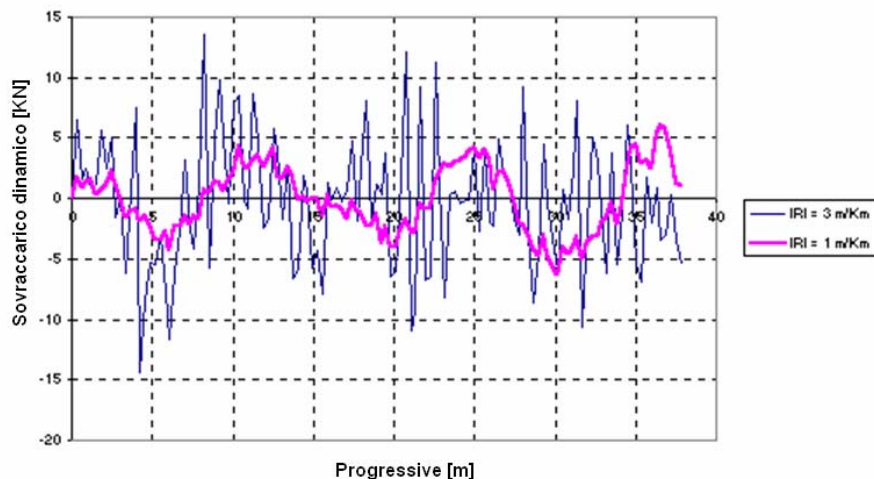


Figura 23 - Valori sovraccarichi dinamici per la classe di veicolo Autocarri medi e pesanti

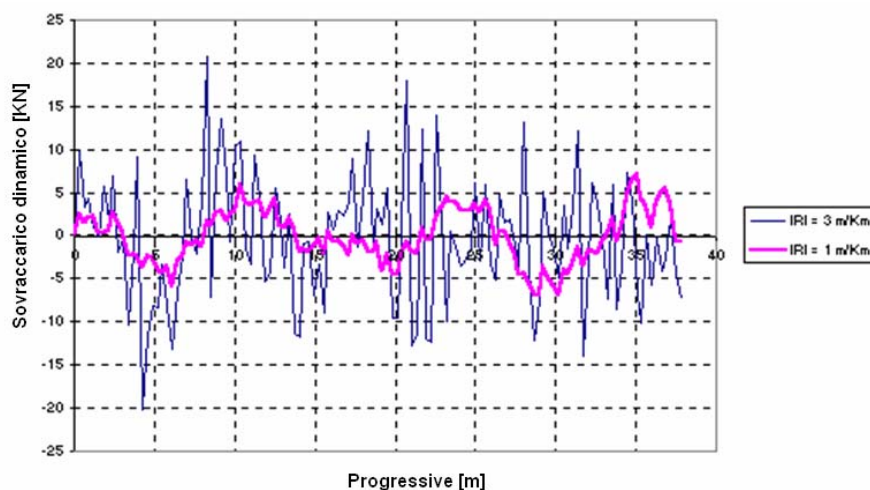


Figura 24 - Valori sovraccarichi dinamici per la classe di veicolo Autocarri pesanti

## 2.6 Proprietà dei materiali e variabilità degli spessori

Durante la realizzazione di una sovrastruttura, per la mancanza di controlli accurati sulle varie fasi costruttive (es.: costipamento non uniforme nelle diverse sezioni), è possibile ottenere sezioni che presentano diverse caratteristiche in termini, ad esempio, di proprietà dei materiali e spessori degli strati.

In letteratura esistono ben poche informazioni riguardanti la variabilità delle caratteristiche nelle sovrastrutture stradali. Ciò è dovuto essenzialmente al fatto che in fase di costruzione di una pavimentazione stradale, misurazioni così dettagliate non vengono compiute, oppure se sono eseguite, vengono condotte con una frequenza di campionamento non costante, il che rende di difficile interpretazione i dati misurati.

La variabilità delle caratteristiche dei materiali in una pavimentazione stradale può essere valutata attraverso tecniche di misurazione georadar. In queste misurazioni, il radar genera delle onde elettromagnetiche che penetrano nella pavimentazione e vengono riflesse indietro non appena incidono sulle interfacce degli strati. L'ampiezza ed il tempo di arrivo di queste onde riflesse sono poi usate per determinare le altezze e le proprietà degli strati della pavimentazione (Figura 25).

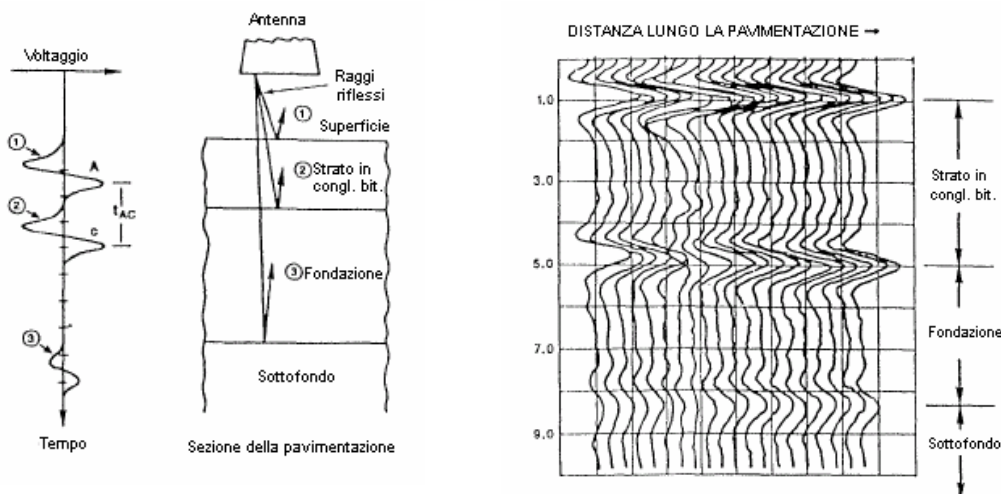


Figura 25 – Schema di funzionamento di una misurazione georadar

Per ottenere informazioni circa la variabilità delle caratteristiche in una pavimentazione è possibile anche consultare le banche dati esistenti in letteratura, quale ad esempio quella proposta dal progetto *SHRP* chiamata “*DataPave*”. In questa vengono riportati, per diversi tipi di pavimentazioni, i dati misurati in termini di scarti quadratici medi degli spessori degli strati, e di percentuali volumetriche della miscela. Purtroppo nella maggioranza dei casi non è possibile ottenere informazioni concrete circa la reale variabilità delle caratteristiche, sia perché i dati vengono misurati ad una frequenza di campionamento non costante, e sia perché durante l’intera campagna di misurazione alcune pavimentazioni possono subire degli interventi di manutenzione e riabilitazione, quali ad esempio il ripristino degli strati superficiali.

Pertanto la via migliore per trattare questa variabilità sembra proprio essere quella di ipotizzare una legge di variazione delle caratteristiche. A tal riguardo è possibile, ad esempio, ipotizzare un legge di variabilità del tutto casuale, non prevedendo quindi alcuna correlazione fra le caratteristiche di due sezioni consecutive. Questa procedura, però, in alcuni casi potrebbe portare ad avere forti incongruenze nei dati generati, in quanto può succedere che due sezioni consecutive (distanti circa 30 cm) abbiano, ad esempio, altezze degli strati costituenti la pavimentazione completamente differenti fra loro.

Per avere un riscontro reale, risulta necessario ipotizzare una certa correlazione fra le caratteristiche delle sezioni consecutive. Partendo dalla considerazione che le caratteristiche delle diverse sezioni (in termini di spessori degli strati e proprietà della miscela) variano da punto a punto, è possibile considerare queste come serie temporali, e quindi rappresentabili attraverso processi stocastici. Considerando che mediamente le sezioni sono equidistanti 20-30 cm, e che le caratteristiche di una sezione sono generalmente correlate a quelle di almeno due sezioni precedenti, nello sviluppo di questo modello, per descrivere le variazioni delle caratteristiche da sezione a sezione, si sono

utilizzati processi stocastici autoregressivi del secondo ordine, così come suggerito da Ullidtz e Larsen (1983), in cui la variabile da generare risulta esprimibile attraverso la seguente relazione:

$$X_t = \Phi_1 \cdot X_{t-1} + \Phi_2 \cdot X_{t-2} + a_t \quad (2-23)$$

dove  $a_t$  è una variabile casuale normale, avente media nulla e varianza costante pari a  $\sigma_a^2$ .  $\Phi_1$  e  $\Phi_2$  sono parametri del modello che possono essere stimati dalle equazioni di Yule-Walker (Box e Jenkins, 1976), attraverso le seguenti relazioni:

$$\Phi_1 = [ (\rho_1 \cdot (1 - \rho_2) / (1 - \rho_1^2)) ] \quad \text{e} \quad \Phi_2 = [ (\rho_2 - \rho_1^2) / (1 - \rho_1^2) ] \quad (2-24)$$

dove  $\rho_1$  e  $\rho_2$  sono le funzioni di autocorrelazione teoriche, le quali possono essere sostituite dalla valutazione delle funzioni di autocorrelazione:

$$r_k = \frac{c_k}{c_0} \quad , \text{ in cui: } c_k = \frac{1}{N} \sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x}) \cdot (x_{t-k} - \bar{x}), \quad k=1,2.$$

La varianza  $\sigma_a^2$ , è una funzione della varianza del processo  $\sigma_x^2$ :

$$\sigma_a^2 = \sigma_x^2 \cdot (1 - \rho_1 \cdot \Phi_1 - \rho_2 \cdot \Phi_2) \quad (2-25)$$

Il modello, quindi, genera valori in ciascuna sezione della pavimentazione usando un generatore di casualità e i dati di input (cioè valore medio, deviazione standard,  $\rho_1$  e  $\rho_2$ ). Poche informazioni sono disponibili sulla varianza  $\sigma_x^2$  e, soprattutto, sulle funzioni di autocorrelazione del contenuto di bitume, percentuali di vuoti e altezze degli strati. Per quanto riguarda la deviazione standard, i valori trovati in letteratura, e utilizzati nel modello, sono riassunti in Tabella 10 (Maser, 1990). Vengono inoltre utilizzati valori di 0.9 e 0.7 rispettivamente per  $\rho_1$  e  $\rho_2$ , per assumere un ampio grado di autocorrelazione (Ullidtz e Larsen, 1983).

	Strati pavimentazione			
	Usura (CB)	Collegamento (CB)	Base (CB)	Fondazione (G)
$\sigma_x$ altezze [cm]	0.36	0.41	0.33	0.33
$\sigma_x$ contenuto bitume [%]	0.2	0.3	0.3	
$\sigma_x$ percentuale vuoti [%]	0.3	0.38	0.46	

Tabella 10 : deviazione standard dell'altezza, percentuale di bitume e percentuale di vuoti lungo una pavimentazione stradale dai dati in letteratura  
(CB=strati in conglomerato bituminoso, G=strati in materiale granulare sciolto)

## 2.7 Conglomerati bituminosi

Il conglomerato bituminoso è caratterizzato da un comportamento meccanico di tipo elasto-viscoso irreversibile. Una conseguenza del comportamento viscoso del materiale è che la sua deformazione dipenderà non solo dall'entità dei carichi applicati, ma anche dalla frequenza e dalla modalità di applicazione degli stessi, nonché dalla temperatura; inoltre la risposta del materiale sarà diversa a seconda se il carico viene applicato staticamente o dinamicamente.

Al fine di modellizzare il comportamento di questi materiali sarà quindi necessario conoscere la loro risposta alle sollecitazioni provocate dal transito dei veicoli sulla pavimentazione.

### 2.7.1 Proprietà viscosi reversibili

Essendo possibile approssimare l'andamento della tensione orizzontale in un punto della pavimentazione con una funzione sinusoidale del tipo  $\sigma(t) = \sigma_0 \sin \omega t$ , di conseguenza anche la deformazione corrispondente può essere considerata di tipo sinusoidale ( $\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \varphi)$ ) ma sfasata rispetto alla prima di un angolo  $\varphi$  (conseguenza del comportamento visco-elastico del materiale). Il rapporto fra le ampiezze delle due onde sinusoidali viene definito come valore assoluto del modulo complesso:

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0}$$

Con l'introduzione di questo parametro è possibile utilizzare gli algoritmi di calcolo ricavati sulla base della teoria dell'elasticità anche ai mezzi visco-elastici lineari, sostituendo al modulo di *Young* un modulo pseudoelastico rappresentato dal valore assoluto del modulo complesso.

Allo stesso modo è possibile definire il valore assoluto del rapporto di *Poisson* definito come il rapporto fra la deformazione unitaria trasversale  $\varepsilon_{n0}$  e quella unitaria longitudinale  $\varepsilon$ :

$$|\nu^*| = \frac{\varepsilon_{n0}}{\varepsilon}$$

Tale parametro sostituirà il rapporto di *Poisson* della teoria dell'elasticità.

La caratterizzazione delle proprietà visco-elastiche degli strati in conglomerato bituminoso avviene quindi valutando questi due parametri di resistenza: il modulo complesso e il rapporto complesso di *Poisson*.

Per il calcolo del modulo complesso si utilizzano metodi di calcolo, detti anche previsionali, basati sull'interpretazione empirica di risultati di laboratorio ottenuti osservando il comportamento di differenti tipi di conglomerati (per composizione e tipo di legante) a diversi valori di frequenze e temperature. Tali metodi consentono quindi di stimare il valore del modulo complesso una volta note alcune caratteristiche della miscela (es.: proprietà volumetriche, caratteristiche del bitume, caratteristiche granulometriche) e le condizioni di temperatura e frequenza.

In letteratura esistono diversi modelli previsionali, ma quelli più largamente diffusi ed utilizzati sono il metodo della *SHELL* francese e il metodo dell'*Asphalt Institute* (Witczak e Fonseca, 1996, Clyne et al., 2003). Il metodo della *SHELL* francese, che è stato ottenuto effettuando prove di flessione su provini in conglomerato bituminoso, permette di determinare il modulo complesso a partire dalla conoscenza delle percentuali volumetriche della miscela e delle condizioni di temperatura e frequenza. Questo metodo previsionale, nonostante sia stato diffusamente impiegato nel passato, soffre di alcune limitazioni: in primo luogo esso è stato formulato per conglomerati bituminosi di tipo ordinario, per cui è sconsigliata la sua applicazione, ad esempio, nel campo dei conglomerati bituminosi drenanti; in secondo luogo essendo stato ottenuto attraverso prove di flessione, non tiene conto della presenza della tensione di confinamento che in qualche modo tende a contrastare le deformazioni laterali che si possono verificare nel provino.

Il metodo dell'*Asphalt Institute* sembra essere il più adatto per la valutazione previsionale del modulo complesso. Esso è stato ottenuto attraverso prove di compressione in cella triassiale, pertanto il parametro di resistenza del materiale viene valutato prendendo in considerazione un livello di confinamento laterale, che nella realtà può essere rappresentato dalla presenza del materiale circostante che tende a contrastare l'eventuale deformazione laterale di un elemento di volume. Inoltre, rispetto al precedente, questo metodo permette di tener conto della granulometria degli inerti presenti nel conglomerato bituminoso, ed inoltre la sua applicabilità può essere estesa anche al campo dei conglomerati bituminosi drenanti.

Pertanto, nel modello di degrado sviluppato, per il calcolo del modulo complesso si è utilizzato il seguente metodo previsionale proposto dall'*Asphalt Institute*:

$$\text{Log}|E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{[\beta + \gamma \cdot \text{Log}(f)]}} \quad (2-26)$$



dove:

$$\delta = \text{Log}(689) - 0.261 + 0.008225 \cdot p_{200} - 0.00000101 \cdot (p_{200})^2 + 0.00196 \cdot p_4 - 0.03157 \cdot V_a - 0.415 \cdot \frac{V_{beff}}{(V_{beff} + V_a)}$$

$$\alpha = \text{Log}(689) + 1.87 + 0.002808 \cdot p_4 + 0.0000404 \cdot p_{3/8} - 0.0001786 \cdot (p_{3/8})^2 + 0.0164 \cdot p_{3/4} \quad \beta = -0.7425 \cdot \text{Log}\left(\frac{\eta}{10^6}\right)$$

$$\beta = -0.7425 \cdot \log\left(\frac{\eta}{10^6}\right)$$

$$\gamma = -0.716$$

$\eta$  è la viscosità del bitume [ $10^6$  Poise]

$f$  è la frequenza di sollecitazione [Hz]

$V_a$  è la percentuale volumetrica dei vuoti nella miscela [%]

$V_b$  è la percentuale volumetrica del bitume nella miscela [%]

$p_{3/4}$  è la percentuale in peso di trattenuto al setaccio da 19 mm [%]

$p_{3/8}$  è la percentuale in peso di trattenuto al setaccio da 9.5 mm [%]

$p_4$  è la percentuale in peso di trattenuto al setaccio da 4.75 mm [%]

$p_{200}$  è la percentuale in peso di passante al setaccio da 0.075 mm [%]

Gli effetti della temperatura e dell'invecchiamento del bitume sono presi in considerazione attraverso il calcolo della viscosità del bitume. È ormai accertato che, in una rappresentazione in scala bilogarithmica, esiste una relazione di tipo lineare fra viscosità e temperatura:

$$\log \log (\eta) = A + VTS \cdot \log (1.8 \cdot T + 491.68) \quad (2-27)$$

dove

$\eta$  è la viscosità del bitume [centipoise]

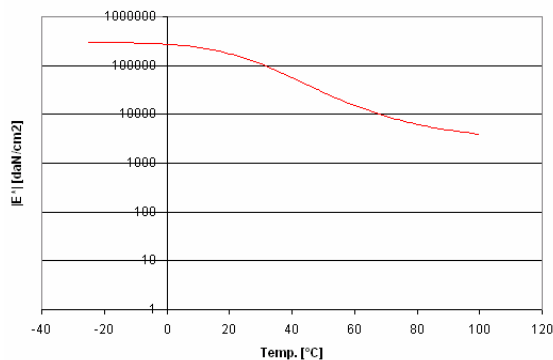
$T$  è la temperatura dello strato [°C]

Le costanti  $A$  e  $VTS$  sono parametri funzione innanzitutto del tipo di legante ma che, anche per uno stesso tipo di legante possono subire lievi variazioni per effetto dei fenomeni di invecchiamento e quindi per la perdita degli olii volatili. Pertanto in fase di qualificazione dei materiali è possibile attraverso una misura della viscosità a due temperature differenti stabilire i valori dei parametri per il tipo di legante impiegato. In mancanza delle suddette misure, è possibile far riferimento ai valori suggeriti da Mirza, riportati nella tabella seguente:

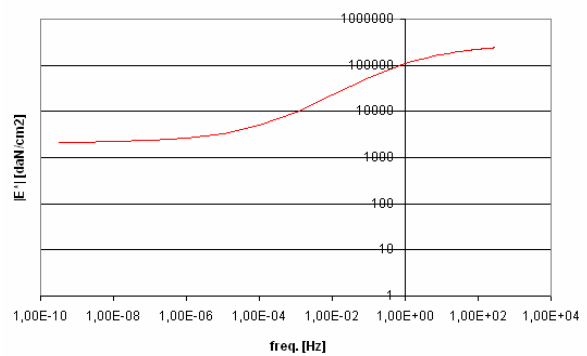
Classe di Viscosità del legante bituminoso		Condizioni originali			Condizioni dopo la miscelazione e la messa in opera			Condizioni dopo invecchiamento		
Tipo di Bitume	Viscosità A 60°C in poise	A <sub>orig</sub>	VTS <sub>orig</sub>	R <sup>2</sup>	A <sub>t=0</sub>	VTS <sub>t=0</sub>	R <sup>2</sup>	A <sub>inv.</sub>	VTS <sub>inv.</sub>	R <sup>2</sup>
AC-2.5	100-350	12.1133	-4.1198	0.984	11.8289	-4.0046	1.00	11.8408	-3.9974	1.00
AC-5	350-700	12.7168	-3.9657	0.990	11.4435	-3.8548	1.00	11.4711	-3.8557	1.00
AC-10	700-1400	11.2347	-3.7868	0.994	10.9749	-3.6809	1.00	11.0770	-3.7097	1.00
AC-20	1400-2800	11.0812	-3.7245	0.995	10.8257	-3.6204	1.00	10.9168	-3.6469	1.00
AC-40	2800-5200	10.7748	-3.6087	0.996	10.5279	-3.5078	1.00	10.6528	-3.5477	1.00

Tabella 11 – Valori di A e VTS suggeriti da Mirza

In Figura 26 viene riportato l'andamento del modulo complesso in funzione della frequenza e temperatura (curva maestra) ottenibile utilizzando il metodo previsionale proposto dall'*Asphalt Institute*. Da questa è possibile notare come il modulo complesso diminuisca all'aumentare della temperatura (1), e aumenti all'aumentare della frequenza di applicazione del carico (2), mostrando quindi il tipico comportamento viscoso dei conglomerati bituminosi.



(1) Curva maestra a parità di frequenza (f=12 Hz)



(2) Curva maestra a parità di temperatura (T=20°C)

Figura 26 – Variazione del modulo complesso in funzione della frequenza e temperatura

Per il calcolo del rapporto di *Poisson* complesso si utilizzano, invece, formulazioni di tipo empirico che legano la valutazione dello stesso al valore del modulo complesso. Nel modello sviluppato si è utilizzata la seguente relazione (NCHRP 1-37A, 2004):

$$\nu = 0.15 + \left( \frac{0.35}{1 + e^{-9.79131 + 2.291 \cdot \log([E^*])}} \right), \text{ con } [E^*] \text{ è in daN/cm}^2 \quad (2-28)$$

### 2.7.1.1 Degrado delle caratteristiche visco-elastiche dei conglomerati bituminosi

Per tener conto degli effetti indotti dall'insorgere di fessure all'interno degli strati in conglomerato bituminoso, essendo interessati a schematizzare il problema a livello macroscopico, si è pensato di apportare una fittizia riduzione delle caratteristiche visco-elastiche del materiale. A tal fine si è utilizzato il criterio suggerito nel recente studio dell'AASHTO2000, in cui si va a ridurre gradualmente le caratteristiche visco-elastiche con una funzione sigmoidale del danno cumulato a fatica, agendo direttamente sul calcolo del modulo complesso. Pertanto il modulo complesso degradato risulta funzione del modulo integro e del danno cumulato a fatica, secondo questa relazione:

$$|E^*|_{\text{deg}} = 10^\delta + \frac{|E^*| - 10^\delta}{1 + \exp(-0.3 + 5 \cdot \log(D))} \quad (2-29)$$

dove  $\delta$  è già stato riportato nell'eq. (2-26), e  $D$  è il danno cumulato a fatica.

Gli effetti di questa riduzione dei moduli sulla curva maestra si possono riassumere come una sua graduale riduzione in pendenza e una riduzione del valore asintotico orizzontale all'origine, così come mostrato nella figura seguente.

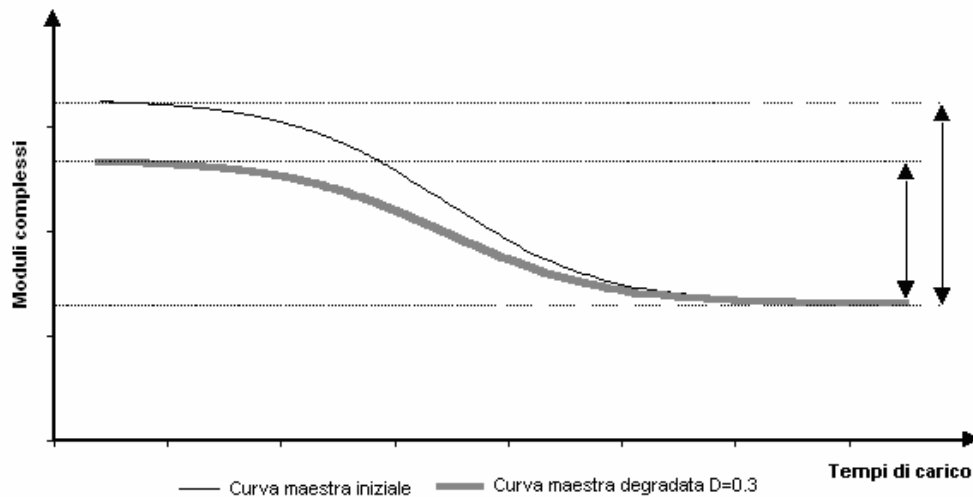


Figura 27 – Evoluzione della curva maestra in funzione del degrado

Il danno a fatica  $D$  viene valutato attraverso la seguente legge di accumulo lineare proposta da Miner:

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{N_i}{N_f^i}$$

dove:

$N_i$  è il numero di cicli di tensioni  $\sigma_i$  o deformazioni  $\varepsilon_i$

$N_f^i$  è il numero di cicli di tensioni  $\sigma_i$  o deformazioni  $\varepsilon_i$ , che producono la fessurazione (o un livello prefissato di fessurazione)

$j$  è il numero dei diversi livelli di tensione e deformazione (es.: numero anni x numero stagioni x numero fasce climatiche x tipologie assi).

Esistono diverse formulazioni che permettono di valutare il numero di cicli di carico che portano a fessurazione ( $=N_f$ ). Purtroppo i valori che forniscono in termini di  $N_f$  risultano molto differenti, e questa evidente contraddizione è anche uno dei fattori che non permette di avere una conoscenza accurata del fenomeno dell'innescò e la propagazione delle fessure all'interno delle pavimentazioni stradali. Nello sviluppo di questo modello, per valutare il numero di cicli di carico che portano a fessurazione, sono state utilizzate due formulazioni, ovvero quella proposta da Verstraeten e Marchionna (1989), e quella più recente proposta nell'AASHTO2000.

La formulazione di Verstraeten e Marchionna, peraltro utilizzata nel Catalogo delle pavimentazioni stradali, valuta il numero di cicli di carico sopportabili dalla pavimentazione attraverso la somma di due termini: il numero di ripetizioni di carico che produce l'innescò della fessura negli strati in conglomerato bituminoso più profondi (indicati come  $N^I$ ) e il numero di ripetizioni di carico che produce la risalita della fessura dagli strati più profondi fino in sommità con una estensione dell'area fessurata del 10%.

Il numero di passaggi che producono l'innescò della fessura alla base degli strati in conglomerato bituminoso più profondi si valutano attraverso la seguente formulazione proposta da Verstraeten (Verstraeten et al., 1982):

$$\log N^I = 6 + 4.7619 \cdot \left[ \log \left( \frac{\Gamma \cdot V_b}{V_b + V_v} \right) - \log \varepsilon_x \right]$$

dove:

$$\Gamma = 1,25 \cdot 10^{-4}$$

$V_b$  e  $V_v$  sono il volume di bitume e dei vuoti relativi allo stato in conglomerato bituminoso più profondo

$\varepsilon_x$  è la deformazione di trazione massima che si verifica nello strato in conglomerato bituminoso più profondo.

Il numero di passaggi che producono la risalita della fessura e la sua propagazione in sommità viene valutata attraverso la seguente espressione proposta da Marchionna (1989):

$$N_f = 10^{\left(6+4.7619 \cdot \left(\log\left(\frac{\Gamma \cdot V_b}{V_b + V_v}\right) - \log \varepsilon_x\right)\right)} + 1.373 \cdot e^{-1.098n} \cdot h^{(-0.157+0.476n)} \cdot \left[\left(\frac{E}{10}\right)^{\alpha'} \cdot \left(\frac{\sigma}{10}\right)^{\beta'} \cdot 10^{\mu'}\right] \quad (2-30)$$

dove:

$N_f$  è il numero di ripetizioni di carico che produce l'innescò e risalita della fessura con un'area fessurata del 10% sulla singola *wheel path*

$\varepsilon_x$  è la deformazione orizzontale iniziale alla base dello strato in conglomerato più profondo

$\sigma_x$  è la tensione orizzontale iniziale alla base dello strato in conglomerato più profondo [MPa]

$V_b$  è il volume del bitume [%]

$V_v$  è il volume dei vuoti [%]

$\Gamma$  è un fattore di correzione del legante ( $=1.25 \cdot 10^{-4}$ )

$E$  è il modulo complesso medio [MPa]

$h$  è l'altezza degli strati in conglomerato bituminoso

$n$  è un fattore di correzione della miscela ( $=5$ )

$\alpha' = \alpha \cdot (n/5)$

$\beta' = \beta \cdot (n/5)$

$\mu' = \mu \cdot (n/5) + 0.84 \cdot (1 - n/5)$

$\alpha$ ,  $\beta$  e  $\mu$  sono coefficienti di derivazione sperimentale.

Il recente metodo empirico-meccanicistico dell'AASHTO2000 fissa due differenti meccanismi di fessurazione: il primo, simile a quello considerato nel Catalogo delle pavimentazioni stradali, prevede l'innescò della fessura alla base degli strati in conglomerato bituminoso e la sua risalita verso la superficie; il secondo, invece, prevede l'innescò della fessura in superficie, a causa delle sollecitazioni di trazione o più verosimilmente di taglio ai confini dell'area di impronta, e la sua propagazione verso il basso. Per entrambi i meccanismi di fessurazione il modello proposto nell'ambito dell'AASHTO2000 ha una struttura simile, ma nel modello di degrado proposto in questa tesi si è ritenuto più verosimile adottare il primo meccanismo di fessurazione sopra citato. Pertanto il numero di ripetizioni di carico che producono la fessurazione è dato da:

$$N_f = C \cdot 0.00432 \cdot K_1' \cdot \left[\frac{1}{\varepsilon_x}\right]^{3.9492} \cdot \left[\frac{1}{14.5 \cdot E}\right]^{1.281}$$

dove:

$$C = 10^{\left[ 4.84 \left( \frac{V_b}{V_a + V_b} - 0.69 \right) \right]}$$

$K'_1$  è un coefficiente introdotto per tenere conto dell'effetto dello spessore totale degli strati in conglomerato bituminoso sul fenomeno della risalita delle fessure, ricavabile dalla seguente relazione:

$$K'_1 = \left[ \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{(11.02 - 0.1374 \cdot h_{AC})}}} \right]$$

$V_b$  e  $V_a$  sono la percentuale volumetrica del legante e dei vuoti nella miscela

$h_{AC}$  è la somma degli spessori degli strati in conglomerato bituminoso [mm]

$\varepsilon_x$  è la deformazione di trazione massima negli strati in conglomerato bituminoso

$E$  è il modulo complesso dello strato dello strato in conglomerato bituminoso [daN/cm<sup>2</sup>]

In secondo luogo il metodo di calcolo empirico-meccanicistico dell'AASHTO2000 fornisce delle funzioni di trasferimento per valutare l'evoluzione del degrado indotto dalla fatica che viene misurato attraverso il calcolo della percentuale della superficie della corsia affetta da fessurazione (indicata con FC). Per il fenomeno di innesco alla base degli strati in conglomerato bituminoso e risalita verso la superficie, l'area fessurata FC viene valutata attraverso la seguente formulazione:

$$FC(D) = \left( \frac{6000}{1 + e^{(C'_1 + C'_2 \cdot \log(D \cdot 100))}} \right) \cdot \left( \frac{1}{60} \right)$$

dove:

$D$  è il danno cumulato a fatica

$$C'_1 = -2 \cdot C'_2$$

$$C'_2 = -2.40874 - 39.748 \cdot \left( 1 + \frac{h_{AC}}{25.4} \right)^{-2.856}$$

La seguente figura mostra come varia l'area fessurata in funzione del danno cumulato a fatica e dello spessore complessivo degli strati in conglomerato bituminoso.

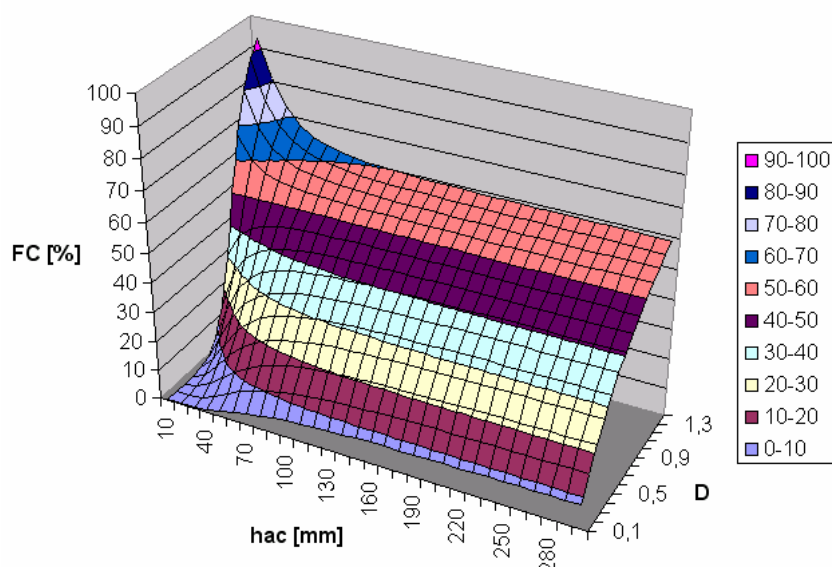


Figura 28 – Valori della percentuale dell'area fessurata in funzione dello spessore totale degli strati in conglomerato bituminoso e del danno cumulato

## 2.7.2 Comportamento viscoso non reversibile

A causa delle sollecitazioni ripetute nel tempo e per effetto del comportamento viscoso non reversibile, gli strati in conglomerato bituminoso delle sovrastrutture stradali, sono soggetti al verificarsi delle deformazioni permanenti. Le deformazioni permanenti sono la causa della formazione delle ormaie i cui effetti indesiderati sono l'aumento della irregolarità del piano viabile con il conseguente non corretto smaltimento delle acque di pioggia e l'aumento del velo idrico durante gli eventi meteorici.

Lo studio del comportamento non resiliente dei conglomerati bituminosi risulta assai complesso, in quanto diversi sono i fattori di cui è necessario tener conto nell'analisi: le proprietà del materiale, lo stato tensionale, il numero di ripetizioni di carico, la temperatura. È possibile dire che tale comportamento è in qualche modo costituito da due fasi differenti: la prima in cui si osservano elevati valori di deformazione permanente a cui sono associate apprezzabili diminuzioni di volume (post-compattazione); la seconda caratterizzata da deformazioni non reversibili a cui non sono associate variazioni di volume.

Diversi ricercatori hanno studiato il comportamento non reversibile dei conglomerati bituminosi, ma solo alcuni hanno proposto dei modelli di tipo più propriamente meccanicistico per stimare l'entità delle deformazioni permanenti. Pertanto nello sviluppo di questo modello di degrado, due modelli, ben noti, sono stati presi in considerazione: il modello suggerito da Verstraeten

(Vertstraeten et. al. 1977) e il modello più recente riportato in “2002 Design Guide” (NCHRP 1-37A 2003). Questi modelli possono essere considerati quasi meccanicistici, in quanto permettono di poter calibrare i parametri caratterizzanti il comportamento non resiliente di una specifica miscela di conglomerato, attraverso prove standard di laboratorio (prove di carico ripetute in cella triassiale).

Nel modello proposto in “2002 Design Guide”, il livello di tensione, la temperatura e il numero di ripetizioni di carico sono le variabili indipendenti, mentre le caratteristiche del materiale sono prese in considerazione attraverso tre parametri ( $a_1$ ,  $a_2$  e  $a_3$ ):

$$\varepsilon_p = (\varepsilon_r \cdot k_1) \cdot 10^{a_1} \cdot T^{a_2} \cdot N^{a_3} \quad (2-31)$$

dove:

$\varepsilon_p$  è la deformazione permanente

$\varepsilon_r$  è la deformazione resiliente

$T$  è la temperatura

$N$  è il numero di ripetizioni di carico

$k_1$  è funzione della pressione di confinamento

$a_1$ ,  $a_2$  e  $a_3$  sono dipendenti dalle caratteristiche dei materiali.

Nel modello suggerito da Vertstraeten ( Vertstraeten et. al., 1977), ottenuto effettuando test in cella triassiale, su campioni cilindrici di differente composizione della miscela, sottoposti ad una tensione verticale di tipo sinusoidale e una pressione di confinamento costante, il livello di tensione, il tempo di carico (frequenza) e il numero di ripetizioni di carico sono le variabili indipendenti, mentre le caratteristiche del materiale sono considerate attraverso il modulo  $|E^*|$  e due parametri ( $A$  e  $b_{AC}$ ):

$$\varepsilon_{p_{AC}}(N) = A \cdot \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{|E^*|} \cdot \left( \frac{N}{1000 \cdot f} \right)^{b_{AC}} \quad (2-32)$$

dove:

$\varepsilon_{p_{AC}}$  è la deformazione permanente negli strati in conglomerato bituminoso

$A$  e  $b_{AC}$  sono costanti della miscela ( $A=57.5$  e  $b_{AC}=0.25$ )

$f$  è la frequenza di carico

$|E^*|$  è il modulo complesso degli strati in conglomerato bituminoso

$\sigma_1$  e  $\sigma_3$  sono le tensioni verticali e orizzontali.



Siccome i parametri di questo ultimo modello sono ben conosciuti, nel modello di degrado sviluppato si è deciso di utilizzare quest'ultima formulazione per valutare la deformazione permanente negli strati in conglomerato bituminoso.

Questa formulazione, per poter essere applicata in una procedura di calcolo iterativa, deve essere scritta in una forma più generale in maniera tale che la deformazione permanente al ciclo di carico successivo sia funzione di quella verificatasi al ciclo di carico precedente. A tal fine si consideri la Figura 29 in cui vengono riportate alcune curve rappresentative dell'evoluzione delle deformazioni permanenti per differenti percorsi di carico (stagione, tipologia di carico, ecc...). Indicando con  $N_1$  il numero di ripetizioni di carico che sulla curva 1 producono una deformazione permanente  $\varepsilon_{p_1}$  e con  $N_1^*$  il numero di ripetizioni di carico che sulla curva 2 producono la stessa deformazione permanente  $\varepsilon_{p_1}$ , si può scrivere che:

$$\varepsilon_{p_1} = A_1 \cdot \left( \frac{N_1}{c} \right)^B \quad (2-33)$$

$$\varepsilon_{p_1} = A_2 \cdot \left( \frac{N_1^*}{c} \right)^B \quad (2-34)$$

Uguagliando la (2-33) con la (2-34) si ottiene il numero di ripetizioni di carico che sulla curva 2 producono la stessa deformazione permanente verificatasi al ciclo precedente (curva 1):

$$\frac{N_1^*}{c} = \left( \frac{A_1}{A_2} \right)^{\frac{1}{B}} \cdot \frac{N_1}{c} \quad (2-35)$$

Partendo dalla deformazione  $\varepsilon_{p_1}$  si passa al ciclo di carico successivo applicando un numero di ripetizioni di carico  $N_2$ , muovendoci sulla curva 2. Il livello di deformazione permanente raggiunta, che indicheremo con  $\varepsilon_{p_2}$ , sarà dato da:

$$\varepsilon_{p_2} = A_2 \cdot \left[ \frac{N_1^*}{c} + \frac{N_2}{c} \right]^B = A_2 \cdot \left[ \left( \frac{A_1}{A_2} \right)^{\frac{1}{B}} \cdot \frac{N_1}{c} + \frac{N_2}{c} \right]^B \quad (2-36)$$

Lo stesso livello di deformazione permanente può essere ottenuto sulla curva 3 applicando un numero di cicli di carico  $N_2^*$ :

$$\varepsilon_{p_2} = A_3 \cdot \left( \frac{N_2^*}{c} \right)^B \quad (2-37)$$

Uguagliando la (2-36) con la (2-37) si ottiene il numero di ripetizioni di carico che sulla curva 3 producono lo stesso livello di deformazione permanente verificatasi al ciclo precedente (curva 2):

$$\frac{N_2^*}{c} = \left( \frac{A_2}{A_3} \right)^{\frac{1}{B}} \cdot \left[ \left( \frac{A_1}{A_2} \right)^{\frac{1}{B}} \cdot \frac{N_1}{c} + \frac{N_2}{c} \right] \quad (2-38)$$

Seguendo lo stesso criterio per i livelli di deformazione successivi (ad esempio le curve 3 e 4 in Figura 29) è possibile riscrivere l'eq. (2-32) nella seguente espressione generale:

$$\varepsilon_{p_n} = \left[ \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (A_{ij})^{\frac{1}{B}} \cdot \frac{N_{ij}}{c} \right]^B \quad (2-39)$$

dove:

i è la condizione climatica

j è la tipologia d'asse

$c = 10^3 \cdot f$  , se f è la frequenza di applicazione del carico.

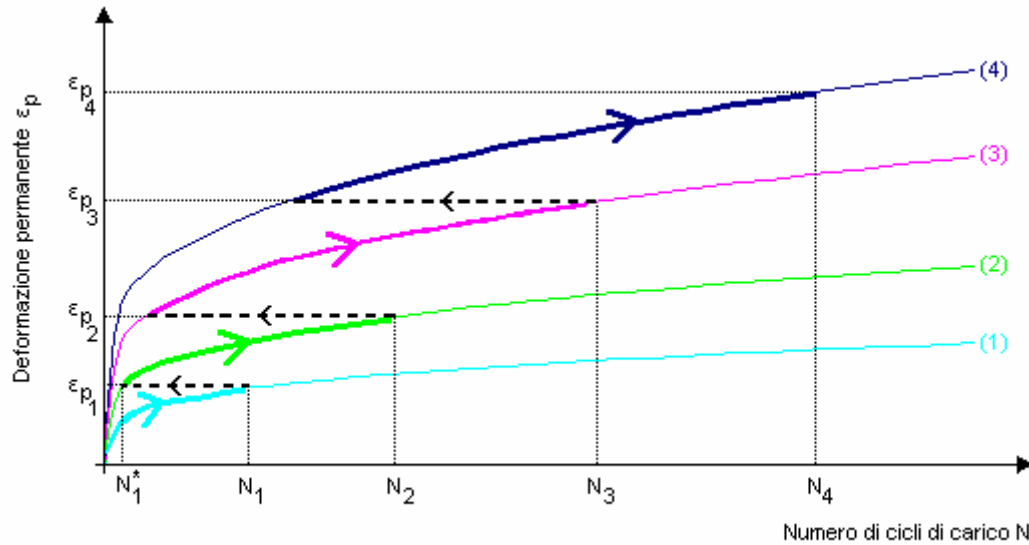


Figura 29 – Evoluzione deformazione permanente

## 2.8 Materiali granulari

Negli ultimi anni diverse ricerche sono state intraprese per capire il reale comportamento dei materiali granulari costituenti gli strati più profondi della sovrastruttura stradale. La risposta in termini di deformazione dei materiali granulari ai carichi da traffico è caratterizzata da una deformazione recuperabile (resiliente) e una deformazione residua (permanente), così come illustrato in Figura 30.

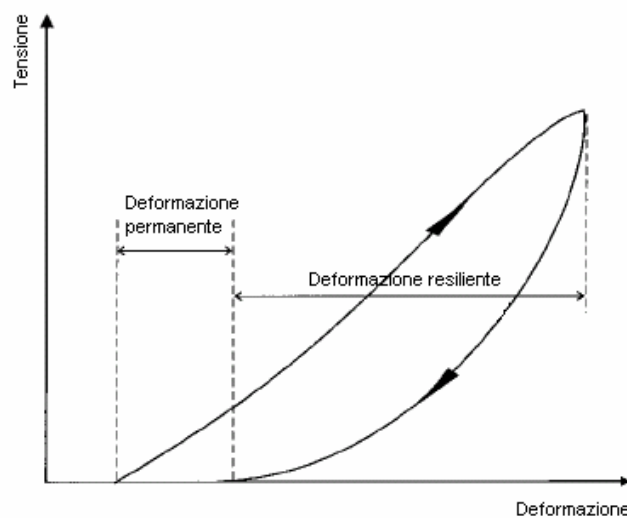


Figura 30 – Deformazione nei materiali granulari durante un ciclo di carico

La vera natura del meccanismo di deformazione delle particelle dei materiali granulari comunque non è ancora ben conosciuto. È stato ipotizzato che le deformazioni dei terreni granulari sotto i carichi da traffico siano il risultato di tre principali meccanismi: consolidazione, distorsione e attrito. Il meccanismo di consolidazione (i.e.: addensamento/dilatazione) è caratterizzato da un cambiamento di forma e da una compressibilità dell'insieme delle particelle, mentre il meccanismo di distorsione è caratterizzato dalla curvatura, scorrimento e rotolamento delle singole particelle.

La curvatura delle particelle è importante nel caso in cui si è in presenza di particelle “piatte”, mentre lo scorrimento ed il rotolamento sono usualmente associate ai granuli di forma rotondeggiante.

La resistenza delle particelle allo scorrimento e al rotolamento dipende dalle forze di attrito interparticellari fra i diversi granuli; queste ultime sono governate dalla dimensione e forma delle particelle, dall'entità del carico applicato e dalla mineralogia dei singoli grani. Quando il comportamento dei materiali viene analizzato al livello microscopico, le deformazioni osservate possono essere di tipo volumetrico, di scorrimento, o più normalmente una combinazione delle due. Queste deformazioni risultano dalle varie combinazioni dei tre meccanismi sopra menzionati. Sembra probabile che i movimenti di distorsione delle particelle contribuiscano principalmente alle deformazioni di scorrimento, mentre la consolidazione e l'attrito contribuiscono principalmente alle deformazioni di tipo volumetrico.

Negli anni, molti ricercatori hanno intrapreso studi sul complesso comportamento dei materiali granulari, usando tecniche basate su prove di laboratorio ed in sito. A tal fine è stata condotta una ricerca bibliografica per raccogliere i risultati delle precedenti ricerche. Pertanto il paragrafo seguente sarà dedicato al comportamento resiliente dei materiali granulari, mentre quello successivo al comportamento non resiliente.

### **2.8.1 Comportamento resiliente**

Dal 1960 numerosi ricercatori hanno cercato di caratterizzare il comportamento resiliente dei materiali granulari.

È ben conosciuto come gli strati in materiale granulare soggetti ai carichi da traffico, mostrino una risposta elasto-viscosa non lineare e dipendente dal tempo. Per studiare questa non linearità e per distinguerla dalla tradizionale teoria dell'elasticità, la risposta resiliente dei materiali granulari

viene usualmente definita attraverso il calcolo del modulo resiliente e del rapporto di *Poisson*. Dagli studi trovati in letteratura è apparso che il comportamento resiliente dei materiali granulari può essere affetto, con diverso grado di importanza, da alcuni fattori che verranno descritti nel seguito.

**1) Effetto delle tensioni:** Dai primi studi condotti da Williams (1963) ai recenti studi di Kolisoja (1997) viene posto in risalto che il livello di tensione è un fattore che ha un significativo impatto sulle proprietà resilienti dei materiali granulari. Molti studi (es.: Mitry (1964), Monismith et al. (1967), Hicks (1970), Smith and Nair (1973), Uzan (1985), Sweere (1990)) hanno mostrato un alto grado di dipendenza del modulo resiliente dalla pressione di confinamento e dalla somma delle tensioni principali (invariate lineare di tensione); in particolare è stato evidenziato come il modulo resiliente aumenta considerevolmente con l'aumentare della pressione di confinamento e della somma delle tensioni principali. Monismith et al. (1967) riporta un aumento superiore al 100% nel modulo resiliente per una variazione della pressione di confinamento da 20 a 200 kPa. Smith e Nair (1973), invece, osservano un incremento del 50% nel modulo resiliente quando la somma delle tensioni principali aumenta da 70 a 140 kPa. Rispetto alla pressione di confinamento, la tensione deviatorica o di taglio sembra essere meno influente sulla rigidità del materiale. In uno studio condotto da Morgan (1996), il modulo resiliente è stato osservato diminuire lievemente con l'aumentare della tensione deviatorica, sotto una pressione di confinamento costante. Hicks (1970) suggerisce che il modulo resiliente è praticamente non influenzato dalla grandezza della tensione deviatorica applicata a condizione che non siano generate eccessive deformazioni plastiche. Hicks e Monismith (1971), d'altra parte, riportano un lieve rammollimento del materiale a bassi livelli di tensione deviatorica, e un lieve irrigidimento ad alti livelli della stessa.

Anche il rapporto di *Poisson* si crede dipendere dal livello di tensione applicato. Hicks (1970), Brown e Hyde (1975) e Kolisoja (1997) riportano che il rapporto di *Poisson* dei materiali granulari aumenta con il crescere della tensione deviatorica e decresce con il diminuire della tensione di confinamento.

I test di laboratorio in cella triassiale, vengono usualmente condotti sia con tensione di confinamento costante (indicate come CCP) che variabile (indicate come VCP). Allen e Thompson (1974) confrontano i risultati ottenuti da queste due differenti tipi di prove e osservano, in generale, valori dei moduli resilienti più alti se ottenuti dalla prova CCP; inoltre l'entità della differenza è di per sé non costante e varia con il livello di tensione. Gli studi condotti da questi autori hanno anche mostrato come il test CCP comporti elevate deformazioni laterali e alti valori del rapporto di *Poisson*, e la Figura 31 illustra un tipico risultato ottenuto da Allen e Thompson.

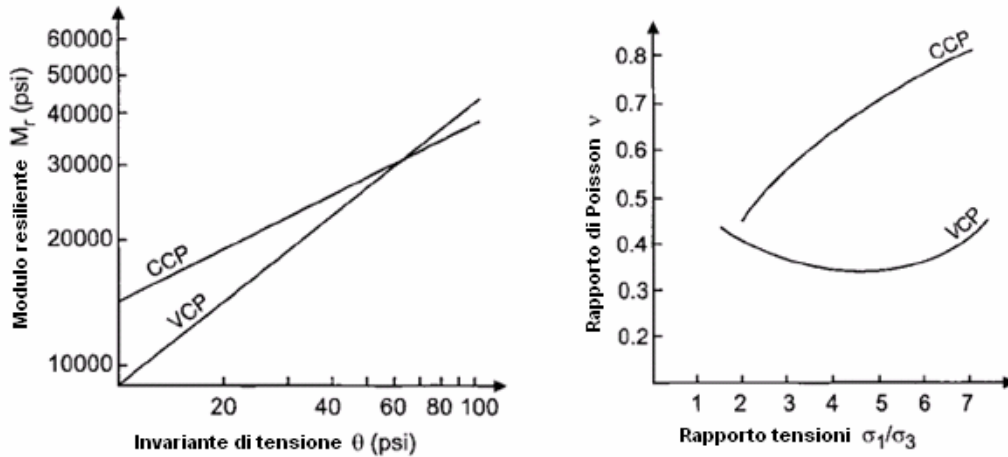


Figura 31 – Esempio di risultati di una prova triassiale CCP e VCP (Allen e Thompson 1974)

- 2) **Effetto della densità:** Da molti anni è ben noto che aumentare la densità dei materiali granulari corrisponde ad alterare significativamente la risposta ai carichi statici, e gli effetti indotti sulla variazione di rigidezza sono ancora poco studiati. In letteratura esistono diverse ambiguità circa l'impatto della densità sulla risposta resiliente dei materiali granulari. Diversi studi (es.: Trollope et al. (1962), Hicks (1970), Robinson (1974), Rada e Witczak (1981), e Kolisoja (1997)) suggeriscono che il modulo resiliente generalmente aumenta con l'aumentare della densità. Trollope et al. (1962) conducono test di laboratorio applicando lente ripetizioni di carico su una sabbia uniforme, trovando che il modulo resiliente aumenta fino al 5% passando da un campione sciolto a uno denso, e tali affermazioni sono poi state confermate da Robinson (1974).

Con l'aumentare della densità, come effetto di una ulteriore compattazione del sistema di particelle, il numero dei punti di contatto fra le particelle aumenta considerevolmente. Questo, a sua volta, fa decrescere le tensioni medie di contatto corrispondenti ad un determinato carico esterno, per cui le deformazioni nei punti di contatto delle particelle diminuisce ed il modulo resiliente aumenta (Kolisoja 1997). D'altra parte, Thom e Brown (1998) e Brown e Selig (1991) affermano che gli effetti della densità o dello stato di compattazione, sono relativamente non significativi. Hicks e Monismith (1971) trovano che gli effetti della densità sono più sentiti per gli aggregati parzialmente frantumati che per quelli completamente frantumati, in particolare si è osservato che il modulo resiliente aumenta con la densità relativa per gli aggregati parzialmente frantumati, mentre rimane praticamente lo stesso quando l'aggregato è completamente frantumato. In uno studio condotto da Barksdale e Itani (1989), è stato osservato che il modulo resiliente aumenta notevolmente con l'aumentare della densità solamente a bassi

valori della tensione normale media, mentre ad elevati livelli di tensione l'effetto della densità è stato trovato essere meno pronunciato.

Il livello di densità sembra avere qualche influenza anche sul rapporto di *Poisson*. Alcuni ricercatori (Hicks (1970), Allen e Thompson (1974)) sostengono che questa influenza risulta essere piccola con variazioni non consistenti, mentre altri (Hicks e Monismith (1971), Kolisoja 1997)) hanno osservato un esile diminuzione del rapporto di *Poisson* quando la densità del materiale aumenta.

- 3) **Effetti del contenuto di grosso e fino e della dimensione massima degli inerti:** Precedenti ricerche mostrano che la rigidezza dei materiali granulari è in un certo modo dipendente dalla dimensione delle particelle e dalla loro distribuzione. La letteratura non è completamente chiara riguardo all'impatto del contenuto di fino sulla rigidezza del materiale, ciò nonostante alcuni ricercatori (Thom e Brown 1987; Kamal et al. 1993) hanno riportato che il modulo resiliente generalmente diminuisce con l'aumentare del contenuto di fino. Anche Hicks e Monismith (1971) osservano una certa riduzione del modulo resiliente con l'aumento del contenuto di fino per gli aggregati parzialmente frantumati, mentre gli effetti sono del tutto opposti quando gli aggregati sono completamente frantumati. Una ricerca condotta da Jorenby e Hicks (1986) mostra un iniziale incremento di rigidezza e poi una sua considerevole riduzione non appena viene aggiunto all'aggregato frantumato del materiale fino argilloso; l'iniziale miglioramento in rigidezza è attribuito all'aumentare dei punti di contatto una volta che i vuoti vengono riempiti dal fino, dopodiché, gradualmente, l'eccesso di fino sposta le particelle grossolane tanto che la resistenza meccanica comincia a far affidamento al contenuto di fino, portando quindi ad una diminuzione della rigidezza di tutto il materiale.

La distribuzione delle dimensioni delle particelle dei materiali granulari, detta anche graduazione, sembra avere qualche influenza sulla rigidezza del materiale. Thom e Brown (1988) hanno studiato il comportamento del calcare frantumato a differenti graduazioni e hanno concluso che gli aggregati uniformemente graduati sono lievemente più rigidi degli aggregati ben graduati; simili risultati sono stati ottenuti anche da Brown e Selig (1991) e Raad et al. (1992).

La variazione del rapporto resiliente di *Poisson* con il contenuto di fino è stata studiata da Hicks (1970), giungendo alla conclusione che un incremento del contenuto di fino generalmente provoca una riduzione del rapporto di *Poisson*.

- 4) **Effetti del contenuto di umidità:** I ricercatori si trovano in accordo sul fatto che la risposta resiliente dei materiali granulari asciutti o parzialmente saturi è simile, tuttavia non appena viene raggiunta la completa saturazione, il comportamento resiliente del materiale può cambiare

significativamente (Smith e Nair 1973; Vuong 1992). I ricercatori (Haynes e Yoder 1963, Hicks e Monismith 1971, Barksdale e Itani 1989, Dawson et al. 1996, e Heydinger et al. 1996) che hanno studiato il comportamento dei materiali granulari ad elevati gradi di saturazione, riportano una chiara dipendenza dei moduli resilienti dal contenuto di umidità, evidenziando come con l'aumentare del livello di saturazione il modulo resiliente diminuisce.

I materiali granulari saturi, se soggetti a ripetizioni di carico, sviluppano una forte pressione dell'acqua interstiziale. Non appena si sviluppa questa pressione eccessiva, la tensione effettiva fra i diversi granuli diminuisce, portando quindi alla consecutiva riduzione della rigidità del materiale stesso. Può essere discusso il fatto che non è il grado di saturazione di per sé che influenza il comportamento del materiale, ma piuttosto è la pressione interstiziale che controlla la risposta del comportamento in termini di deformazione. Mitry (1964), Seed et al. (1967), e Hicks (1970) osservano che questa diminuzione del modulo resiliente per effetto della saturazione si riscontra solamente se l'analisi è basata sulle tensioni totali, e similmente, Pappin (1979) conferma che se i risultati del test sono analizzati sulla base delle tensioni effettive, i moduli resilienti rimangono approssimativamente gli stessi.

Thom e Brown (1987), comunque, affermano che la presenza dell'umidità nell'insieme di aggregati ha un effetto lubrificante tra le particelle, e questo induce ad un incremento delle deformazioni permanenti con la conseguente riduzione dei moduli resilienti, senza generazione di alcuna pressione interstiziale. Questa ipotesi viene confermata dagli stessi autori effettuando una serie di prove in cella triassiale in condizioni drenate su una roccia frantumata, nelle quali il contenuto di umidità è uno dei parametri che viene fatto variare. Dawson et al. (1996) hanno studiato il comportamento di diversi aggregati ben graduati, trovando che al di sotto del contenuto di umidità ottimo, la rigidità tende ad aumentare con l'aumentare del livello di umidità. Al di sopra del contenuto di umidità ottimo, non appena i materiali diventano più saturi, si sviluppa un'eccessiva pressione dell'acqua nei pori che porta ad avere effetti opposti ai precedenti, ovvero la resistenza comincia a diminuire abbastanza rapidamente con l'aumentare del contenuto d'acqua.

- 5) **Effetti della storia delle tensioni e del numero di cicli di carico:** Diversi studi hanno indicato che il percorso tensionale può avere qualche impatto, se pur limitato, sul comportamento resiliente dei materiali granulari. In accordo con Dehlen (1969), gli effetti del percorso tensionale appaiono come una conseguenza del progressivo addensamento e della riorganizzazione delle particelle sotto ripetute applicazioni di carico. Hicks (1970) riporta che gli effetti della storia delle tensioni sono pressoché trascurabili, e che una risposta resiliente stabile viene raggiunta dopo l'applicazione di circa 100 cicli di carico. Simili osservazioni sono



riportate da Allen (1973), affermando che, nei test resilienti con carico ripetuto, un campione viene condizionato per approssimativamente 1.000 ripetizioni di carico. Altri ricercatori (Brown e Hyde 1975, Mayhew 1983) riportano che le caratteristiche resilienti dei materiali granulari non legati sono fondamentalmente insensibili alla storia delle tensioni, purché le tensioni applicate siano mantenute sufficientemente basse a prevenire sostanziali deformazioni permanenti.

Moore et al. (1970) hanno investigato sugli effetti del numero di applicazioni di carico sulla risposta resiliente dei materiali granulari, concludendo che i moduli resilienti aumentano con il numero di ripetizioni di carico, causato in parte della perdita di umidità dal campione durante il test.

- 6) **Effetti del tipo di aggregati e forma delle particelle:** Molti ricercatori (Hicks 1970, Hicks e Monismith 1971, Allen 1973, Allen e Thompson 1974, Thom 1998, Barksdale e Itani 1989, Thom e Brown 1989) hanno riportato che un aggregato frantumato avendo particelle di forma angolare o sub-angolare, fornisce una migliore proprietà di diffusione dei carichi e un maggiore modulo resiliente rispetto a una ghiaia frantumata con particelle rotondeggianti o sub-rotondeggianti. Barksdale e Itani (1989) hanno investigato su diversi tipi di aggregati e hanno osservato che i moduli resilienti dei materiali frantumati di forma angolare sono maggiori di quelli della ghiaia di forma rotondeggianti per un fattore di circa il 50% a basse tensioni normali medie, e circa del 25% ad alte tensioni normali medie. Sebbene aumentando l'angolarità delle particelle e la ruvidità della loro superficie si può ottenere un incremento del modulo resiliente, gli studi mostrano che il rapporto di *Poisson* diminuisce per le medesime condizioni (Hicks 1970, Hicks e Monismith 1971, Allen 1973).
- 7) **Effetti della durata dei carichi, frequenza e sequenza di carico:** L'impatto della durata dei carichi e della frequenza di applicazione sul comportamento resiliente dei materiali granulari è piccolo o non significativo (Seed et al. 1965, Morgan 1966, Hicks 1970, Boyce et al. 1976, Thom e Brown 1987). Seed et al. 1965 riporta uno studio nel quale il modulo resiliente della sabbia aumenta leggermente (da 160 a 190 MPa) non appena la durata dei carichi decresce da 20 min a 0.3 sec. Hicks (1970) ha condotto prove a tempi di carico di 0.1, 0.15 e 0.25 sec e non ha rilevato cambiamenti nel modulo resiliente e nel rapporto di *Poisson*. È più probabile che il modulo resiliente mostri una riduzione con l'aumentare della frequenza di carico quando il contenuto di umidità è prossimo alla saturazione, in quanto possono svilupparsi delle pressioni transitorie nei pori causando una riduzione della tensione effettiva. Questo sarà tanto più marcato quanto minori saranno le vie di drenaggio.

Hicks (1970) e Allen (1973) studiano la sequenza del test o l'ordine con il quale le tensioni sono applicate sul campione, arrivando a conclusione che la sequenza del test non ha quasi nessun impatto sulle proprietà resilienti dei materiali granulari.

### 2.8.1.1 Modelli computazionali per la risposta resiliente

Nonostante che il comportamento resiliente dei materiali granulari sia affetto dai diversi fattori sopra riportati, l'effetto della tensione risulta essere il più significativo, per cui risulta essenziale che la relazione tensione-deformazione sia modellata il più accuratamente possibile con leggi costitutive. La complessità del problema ha richiesto, da parte dei ricercatori, un grosso impegno lavorativo per combinare i principi teorici della meccanica dei solidi con la semplicità che è richiesta nelle procedure di analisi della risposta del materiale.

Nella tradizionale teoria dell'elasticità, le proprietà elastiche del materiale sono definite dal modulo di elasticità  $E$  e dal modulo di *Poisson*  $\nu$ , che sono costanti del materiale. Un simile approccio è stato largamente utilizzato in relazione ai materiali granulari, dove però il modulo di elasticità è stato sostituito con il modulo resiliente. In un test in cella triassiale con carico ripetuto, con una pressione di confinamento costante, il modulo resiliente  $M_r$  e il rapporto di *Poisson*  $\nu$  sono definiti, rispettivamente dalle seguenti relazioni:

$$M_r = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_{1,r}} \quad ; \quad \nu = -\frac{\epsilon_{3,r}}{\epsilon_{1,r}}$$

in cui  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$ ,  $\epsilon_{1,r}$  e  $\epsilon_{3,r}$  sono la tensione principale maggiore e minore e la deformazione assiale e orizzontale recuperata.

Molti ricercatori hanno sperimentato delle procedure matematiche per poter descrivere la dipendenza dei moduli resilienti dal livello tensionale. La grande maggioranza dei modelli trovati in letteratura sono basati su semplici procedure *curve-fitting*, usando i risultati ottenuti da test di laboratorio in cella triassiale. Dunlap (1963) e Monismith et al. (1967) indicano che il modulo resiliente aumenta con la pressione di confinamento e non è condizionato sensibilmente dall'entità delle ripetizioni di tensione deviatorica, purché la tensione deviatorica sia tale da non causare eccessive deformazioni plastiche. Gli autori propongono la seguente espressione basata solamente sugli effetti della tensione di confinamento:

$$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \text{ o } M_r = k_1 \cdot \left( \frac{\sigma_3^{k_2}}{p_0} \right)$$

Altri ricercatori (Pezo 1993, Garg e Thompson 1997) considerano necessario includere la tensione deviatorica nella loro analisi, fornendo quindi la seguente relazione:

$$M_r = N_1 \cdot q^{N_2} \cdot \sigma_3^{N_3}$$

In accordo con Thom e Brown (1998), in una analisi procedurale, il modulo resiliente può essere espresso come una semplice funzione del rapporto tensionale, così come riportato:

$$M_r = k_1 \cdot \left( \frac{p}{q} \right)^{k_2}$$

Ad ogni modo, Johnson et al. (1986) mostrano che il modulo resiliente è dipendente sia dall'invariante primo di tensione e dalla tensione deviatorica, suggerendo il seguente modello:

$$M_r = k_1 \cdot \left( \frac{J_2}{\tau_{oct}} \right)^{k_2}$$

Un approccio abbastanza esteso, in rapporto agli effetti delle tensioni sulla rigidezza dei materiali, è l'espressione del modulo resiliente come una funzione della somma delle tensioni principali, o tensione volumetrica  $\theta$ . Seed et al. (1967), Brown e Pell (1967) e Hicks (1970), suggeriscono la seguente semplice relazione iperbolica comunemente conosciuta come modello K- $\theta$ :

$$M_r = k_1 \cdot \theta^{k_2} \text{ o } M_r = k_1 \cdot \left( \frac{\theta}{p_0} \right)^{k_2}$$

La semplicità del modello K- $\theta$  ha consentito un suo ampio utilizzo nel passato al fine di includere nella rigidezza del materiale la dipendenza dalle tensioni. Tuttavia, questo modello presenta alcuni inconvenienti e diverse modifiche sono state trovate in letteratura. Il primo fra questi è relativo all'ipotesi iniziale alla base del modello K- $\theta$ , cioè l'assumere il rapporto di *Poisson* costante per calcolare la deformazione radiale. Diversi studi (Hicks 1970, Hicks e Monismith 1971, Brown e Hyde 1975, Boyce 1980, Sweere 1990, Kolisoja 1997) hanno mostrato che in realtà il rapporto di *Poisson* non è costante e varia in funzione della tensione applicata. Sweere (1990), per esempio,

usando il modello K- $\theta$  riesce ad ottenere una buona previsione della deformazione assiale ma una previsione piuttosto scadente della deformazione radiale. Altro inconveniente del modello K- $\theta$  è il fatto che gli effetti delle tensioni sul modulo resiliente sono presi in considerazione solamente per mezzo della somma delle tensioni principali; diversi studi hanno mostrato come questa sia una notevole semplificazione del problema e vengono pertanto richiesti parametri di tensione aggiuntivi. A tal riguardo, May e Witczak (1981) osservano che, in sito, il modulo resiliente degli strati in materiale granulare è funzione non solo della tensione volumetrica  $\theta$  ma anche dell'intensità della deformazione di scorrimento indotta principalmente dalla tensione da taglio, o deviatorica  $q$ . Uzan (1985), pertanto, include la tensione deviatorica nel modello K- $\theta$  e presenta la seguente formulazione:

$$M_r = k_1 \cdot p_o \cdot \left( \frac{\theta}{p_o} \right)^{k_2} \cdot \left( \frac{q}{p_o} \right)^{k_3} \quad \text{o} \quad M_r = k_1 \cdot p_o \cdot \left( \frac{\theta}{p_o} \right)^{k_2} \cdot \left( \frac{\tau_{oct}}{p_o} \right)^{k_3} \quad (2-40)$$

Nel caso tridimensionale, la tensione deviatorica nel modello di Uzan è sostituita dalla tensione ottaedrale. In diversi studi (Lade e Nelson 1987, Witczak e Uzan 1988, Kolisoja 1997) si è mostrata la superiorità del modello di Uzan rispetto al modello K- $\theta$  ed è probabile che esso, nel tempo, assumerà la popolarità del modello K- $\theta$ .

Elliot e Lourdesnathan (1989) investigano sull'applicabilità del modello K- $\theta$  per valori di tensioni deviatoriche ripetute inferiori o superiori alle condizioni di rottura statiche. Per tensioni minori di quelle di rottura, il modello mostra una buona rappresentazione dei dati, mentre quando la tensione eccede le condizioni di rottura statiche, comunque, la previsione risulta essere assai scadente, poiché il modulo resiliente osservato decresce con l'aumentare dell'invariante di tensione, mentre il modello predice l'opposto. Elliot e Lourdesnathan allora suggeriscono di modificare il modello K- $\theta$  incorporando un termine aggiuntivo di rottura, il quale ha poca o nessuna influenza fino al raggiungimento delle condizioni di rottura. Il modello modificato, conosciuto come modello *stress-ratio*, è espresso come:

$$M_r = k_1 \cdot \left( \frac{\theta^{k_2}}{10^{A_1}} \right)$$

Kolisoja (1997) include gli effetti della densità del materiale in entrambi i modelli K- $\theta$  e Uzan, presentando le seguenti relazioni modificate:

$$M_r = A \cdot (n_{\max} - n) \cdot p_o \cdot \left( \frac{\theta}{p_o} \right)^{0.5}$$

$$M_r = B \cdot (n_{\max} - n) \cdot p_o \cdot \left( \frac{\theta}{p_o} \right)^{0.7} \cdot \left( \frac{q}{p_o} \right)^{-0.2}$$

dove la densità è tenuta in conto per mezzo della porosità dell'aggregato. Kolisoja afferma comunque, che per un'applicazione attendibile di questi modelli modificati si richiede, in pratica, almeno una serie di prove triassiali con carico ripetuto eseguite ad una data densità, che coprano un campo tensionale sufficientemente ampio.

Il modello menzionato sopra è basato su test di laboratorio in cella triassiale usando una pressione di confinamento costante. Karasahin (1993) conducendo test in cella triassiale con pressione di confinamento costante e variabile, arriva alla seguente espressione per calcolo del modulo resiliente:

$$M_r = A \cdot \left( \frac{p_m}{p_u} \right)^B \cdot \left( \frac{p_u}{\delta p} \right)^C$$

Anche Nataatmadja e Parkin (1989) e Nataatmadja (1992) conducono una serie di test in cella triassiale con carico ripetuto, facendo variare la pressione di confinamento; i risultati mostrano differenze, in termini di dipendenza del modulo resiliente dalle tensioni, legate al tipo di pressione di confinamento utilizzata, e gli stessi autori suggeriscono le seguenti formulazioni separate:

$$M_r = \frac{g}{q} \cdot (A + B \cdot q) \quad (\text{per CCP}); \quad M_r = \frac{g}{\sigma_1} \cdot (C + D \cdot q) \quad (\text{per VCP})$$

Nello sviluppo del modello di degrado, per il calcolo del modulo resiliente, si è deciso di utilizzare il modello proposto da Uzan. Circa i valori dei coefficienti  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  presenti nella formulazione, si è fatto riferimento all'ampia campagna di ricerca condotta dallo SHRP-LTTP (2002) inerente alla caratterizzazione del comportamento resiliente dei materiali granulari di fondazione e di sottofondo utilizzati nel campo stradale; i parametri statistici rilevanti per i coefficienti  $k_i$  ricavati dalla ricerca dell'LTTP, e utilizzati nello sviluppo del modello, sono riassunti nella tabella seguente.

Coefficienti	Parametri statistici	Materiali granulari per strati		
		Fondazione	Sottotondo – grana grossa	Sottotondo – grana fine
<b>k<sub>1</sub></b>	Mediana	0.853	0.764	0.804
	Media	0.873	0.802	0.896
	Deviazione standard	0.2726	0.2661	0.3133
<b>k<sub>2</sub></b>	Mediana	0.628	0.446	0.243
	Media	0.626	0.452	0.282
	Deviazione standard	0.1330	0.1927	0.1552
<b>k<sub>3</sub></b>	Mediana	-0.129	-1.052	-1.399
	Media	-0.170	-1.140	-1.576
	Deviazione standard	0.2148	0.7365	1.1014

Tabella 12 : Media, mediana e deviazione standard per ogni coefficiente del modello Uzan, per materiali granulari di fondazione e sottotondo secondo LTTP [Amber et al. (2002)]

La Figura 32 mostra un tipico andamento del modulo resiliente in funzione dello stato tensionale per due diverse terne di valori dei coefficienti  $k_i$ .

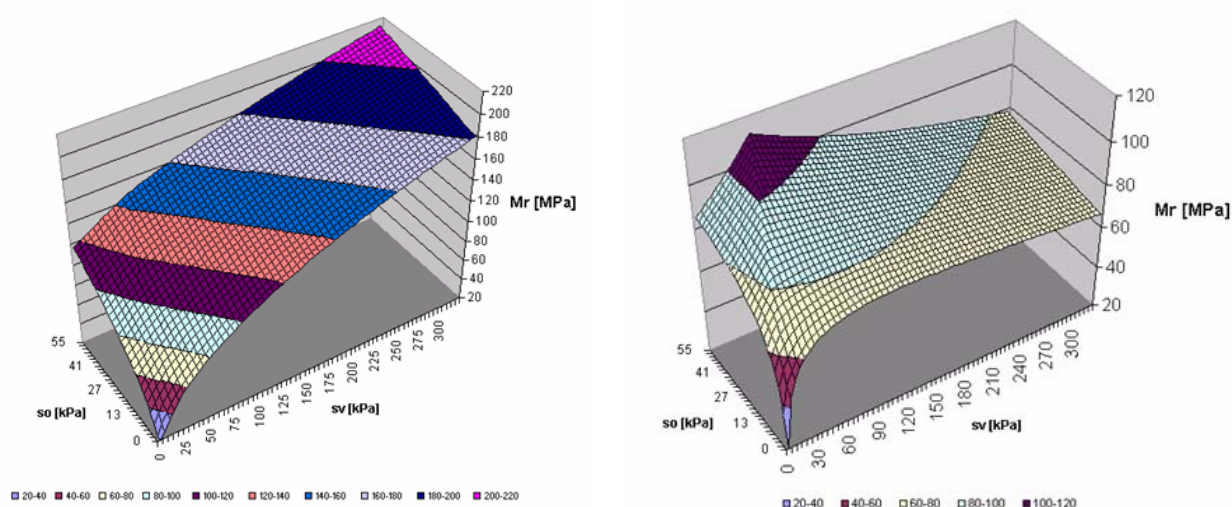


Figura 32 – Curve di evoluzione dei valori del modulo resiliente in funzione della tensione verticale e orizzontale

Nel modello sviluppato, per tener conto della variazione dei moduli resilienti dei materiali granulari, è stato previsto il loro aggiornamento ad ogni anno in funzione dello stato tensionale che si verifica all'anno precedente, secondo questa espressione:

$$Mr_{y+1,v,s,h} = k_1 \cdot P_a \cdot \left( \frac{\theta_{y,v,s,h}}{P_a} \right)^{k_2} \cdot \left( \frac{\tau_{y,v,s,h}}{P_a} + 1 \right)^{k_3}$$

dove  $M_{r_{y,v,s,h}}$ ,  $\theta_{y,v,s,h}$  e  $\tau_{y,v,s,h}$  sono i moduli resilienti ed il livello di tensione nell'anno  $y$  per il carico  $v$ , per la stagione  $s$  e fascia climatica  $h$ .

Rispetto ai moduli resilienti, pochi studi hanno interessato la caratterizzazione del rapporto di *Poisson*. La determinazione del rapporto di *Poisson* richiede misure della deformazione radiale molto accurate, e nella pratica ciò si è dimostrato essere molto più difficoltoso della misurazione della deformazione assiale; è pertanto comune assumere un valore costante per il rapporto di *Poisson* nei materiali granulari.

Ad ogni modo, molti ricercatori hanno osservato che il rapporto resiliente di *Poisson* per un aggregato non legato è una funzione di diverse variabili tra le quali le componenti della tensione applicata. Come discusso precedentemente, il rapporto di *Poisson* aumenta con il diminuire della pressione di confinamento e con l'aumentare della tensione deviatorica ripetuta. Questa considerazione è stata utilizzata da Hicks e Monismith (1971), i quali hanno approssimato la variazione del rapporto di *Poisson* con le tensioni attraverso un'espressione polinomiale di terzo grado, data da:

$$\nu_r = A + B \cdot \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) + C \cdot \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 + D \cdot \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^3$$

Nello sviluppo di questo modello si è deciso di assumere un valore del rapporto di *Poisson* costante sia per gli strati di fondazione che di sottofondo.

## 2.8.2 Comportamento non resiliente

Il complesso comportamento elasto-viscoso irreversibile dei materiali granulari è stato per molti anni uno dei principali argomenti di studio dell'ingegneria stradale. La risposta di questi materiali, soggetti a carichi da traffico ripetuti, in termini di deformazione è costituita da un'aliquota resiliente, che è importante ai fini della capacità della pavimentazione di sopportare i carichi, e da un'aliquota permanente, che caratterizza la performance a lungo termine della pavimentazione ed il fenomeno dell'ormaiamento. La Figura 30, riportata nel paragrafo precedente, illustra l'evoluzione della deformazione resiliente e permanente nei materiali granulari durante l'applicazione di un ciclo di carico.

Una delle finalità nel progetto di una pavimentazione flessibile è il contenimento delle deformazioni permanenti che si possono sviluppare nella sovrastruttura. Benché la misurazione della profondità delle ormaie è considerata un'operazione abbastanza semplice, il predire l'evoluzione delle deformazioni permanenti risulta invece estremamente complesso, in quanto il problema non sta solamente nel caratterizzare i materiali costituenti la pavimentazione ma soprattutto nel valutare l'impatto che le condizioni climatiche e le condizioni di carico hanno sulla deformazione permanente durante l'intera vita utile della sovrastruttura.

Rispetto al comportamento resiliente, un numero minore di ricerche sono state finalizzate per valutare l'evoluzione delle deformazioni permanenti nei materiali granulari, forse per il notevole investimento di tempo richiesto per tale operazione. Tuttavia, le ricerche che sono state condotte in questo campo hanno rivelato che il comportamento non reversibile dei materiali granulari risulta affetto da diversi fattori, riportati nel seguito.

1) **Effetto delle tensioni:** La letteratura esistente mostra che il livello di tensione è uno dei più importanti fattori che influenzano l'evoluzione delle deformazioni permanenti nei materiali granulari. I primi test triassiali con carichi ripetuti, riportati da Morgan (1996), mostrano chiaramente che l'accumulo delle deformazioni permanenti assiali è direttamente legato alla tensione deviatorica e inversamente alla pressione di confinamento. Da allora, diversi ricercatori hanno affermato che la deformazione permanente nei materiali granulari è principalmente governata dalle tensioni deviatoriche e di confinamento. In particolare Lashine et al. (1971), e Brown e Hyde (1975), conducendo test triassiali con carico ripetuto su una roccia frantumata con pressione di confinamento costante, osservano che la deformazione assiale permanente misurata si stabilizza ad un valore costante dipendente dal rapporto fra la tensione deviatorica e quella di confinamento.

2) **Effetto del numero di applicazioni di carico:** La crescita delle deformazioni permanenti nei materiali granulari soggetti a carichi ripetuti è un processo graduale durante il quale ciascuna applicazione di carico contribuisce ad un piccolo incremento all'accumulo della deformazione. Il numero di cicli di carico è uno dei fattori più importanti da prendere in considerazione nell'analisi a lungo termine del comportamento di questi materiali.

Alcuni ricercatori (Morgan 1996, Barksdale 1972, Sweere 1990) hanno osservato un continuo aumento della deformazione permanente sotto carichi ripetuti: Morgan (1996) applicando 2.000.000 cicli di carico osserva che la deformazione permanente aumenta lentamente fino alla fine del test, mentre Barksdale (1972) conclude che la deformazione permanente assiale nei materiali granulari non trattati si accumula in maniera lineare con il logaritmo del numero di cicli di carico. Paute et al. (1996) osserva che la velocità di crescita delle deformazioni



permanenti nei materiali granulari sotto carichi ripetuti decresce costantemente, per cui è possibile definire un valore limite asintotico per l'accumulo della deformazione permanente; tale stabilizzazione ad un valore limite asintotico, in accordo con Lekarp (1997) e Lekarp e Dawson (1998), può essere osservata solamente quando le tensioni applicate sono basse. Tensioni elevate, invece portano ad un continuo aumento della deformazione permanente e quindi un graduale deterioramento della sovrastruttura.

- 3) **Effetto del contenuto di umidità:** La presenza di acqua nel materiale granulare può portare, sotto rapide applicazioni di carico, allo sviluppo di elevate pressioni. Una eccessiva pressione nei vuoti comporta una riduzione della tensione effettiva e quindi ad una diminuzione della resistenza alla deformazione permanente del materiale stesso. I ricercatori che hanno studiato gli effetti del contenuto di acqua nei materiali granulari attraverso prove di laboratorio e indagini sul campo, credono che la combinazione di un alto grado di saturazione e una bassa permeabilità, conduca allo sviluppo delle suddette pressioni nei pori, quindi basse tensioni effettive, e conseguentemente basse resistenze alla deformazione permanente (Haynes e Yoder 1963, Barksdale 1972, Maree et al. 1982, Thom e Brown 1987, Dawson et al. 1996). In particolare uno studio condotto da Haynes e Yoder (1963), rileva che la deformazione permanente assiale aumenta più del 100% non appena il grado di saturazione aumenta da 60 a 80%, mentre Barksdale (1972) osserva che se il grado di saturazione supera il 68% si osservano deformazioni permanenti assiali elevate. Da questo si conclude che la resistenza alle deformazioni permanenti può essere migliorata attraverso un buon sistema di drenaggio; a tal riguardo un esempio dell'effetto benefico del drenaggio sulle deformazioni permanenti nei materiali granulari è illustrato in Figura 33, in cui sono riportati i risultati in termini di deformazioni permanenti di alcune prove triassiali condotte da Dawson (1990) in condizioni drenate e non drenate.

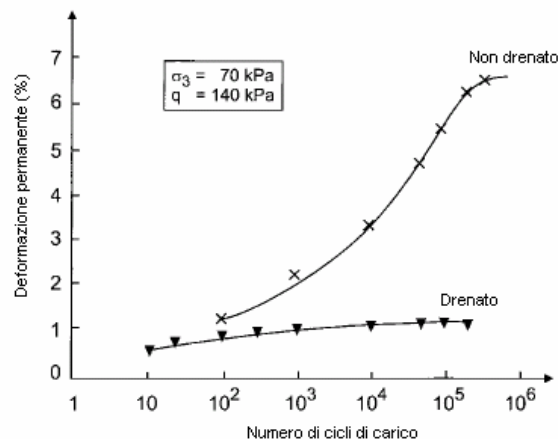


Figura 33 – Influenza del drenaggio sulle deformazioni permanenti (Dawson 1990)

4) **Effetto della storia delle tensioni:** Quando un materiale granulare è soggetto a carichi ripetuti, l'effetto della storia delle tensioni (l'ordine di applicazione dei carichi) risulta essere un progressivo irrigidimento del materiale ad ogni applicazione di carico, che si traduce, quindi, in una riduzione del tasso di crescita della deformazione permanente durante i cicli di carico seguenti. Brown e Hyde (1975) osservano che la deformazione permanente risultante da un incremento graduale del livello di tensione è considerevolmente piccola rispetto alla deformazione che ha luogo quando un'elevata tensione viene applicata rapidamente.

Ad ogni modo, sebbene siano riconosciuti gli effetti della storia delle tensioni sul comportamento delle deformazioni permanenti, ancora poche ricerche vengono condotte in questo campo.

5) **Effetto della densità:** Diversi studi hanno mostrato come l'effetto della densità risulta essere significativamente importante per il comportamento a lungo termine dei materiali granulari (Holubec 1969, Barksdale 1972, 1991, Allen 1973, Markek 1977, Thom e Brown 1988); in particolare gli autori hanno osservato che la resistenza alle deformazioni permanenti di questi materiali soggetti a carichi ripetuti, migliora notevolmente nel momento in cui si aumenta la densità. Barksdale (1972) studia il comportamento di diversi materiali granulari e osserva un aumento dell'85% delle deformazioni assali permanenti quando il materiale viene compattato al 95% anziché del 100% della massima densità di compattazione.

Holubec (1969) osserva che la riduzione della deformazione plastica dovuta all'aumento di densità è particolarmente sentita per gli aggregati di forma angolare, mentre per gli aggregati di forma rotondeggiante questa riduzione è considerata essere meno importante, in quanto questi ultimi, a parità di energia di compattazione, presentano una densità iniziale più elevata rispetto ai primi

#### **2.8.2.1 Modelli computazionali della risposta viscosa irreversibile**

Uno dei principali obiettivi dei ricercatori, per ciò che riguarda il comportamento a lungo termine dei materiali granulari, è quello di trovare delle relazioni costitutive in grado di prevedere l'evoluzione della deformazione permanente. In tali relazioni, risulta opportuno considerare l'evoluzione della deformazione permanente come una funzione del numero di applicazioni di carico, dello stato tensionale, e delle caratteristiche del materiale.

Veverka (1979) studia sia il comportamento resiliente che quello plastico dei materiali granulari, riuscendo a trovare una correlazione tra i due; pertanto lui propone una semplice relazione tra la deformazione permanente e quella resiliente, data da:

$$\varepsilon_p(N) = C \cdot N^\alpha \cdot \varepsilon_r^\beta \quad (2-41)$$

Khedr (1985), studia la deformazione permanente che si sviluppa in un calcare frantumato attraverso alcuni test di laboratorio condotti in cella triassiale con carico ripetuto a pressione di confinamento variabile. Khedr giunge alla conclusione che il tasso di deformazione permanente assiale accumulata decresce logaritmicamente con il numero di ripetizioni di carico secondo la seguente relazione:

$$\frac{\varepsilon_{1,p}}{N} = A_1 \cdot N^{-b}$$

Barksdale (1972) compie uno studio generale sul comportamento dei differenti materiali usati per gli strati di base nelle pavimentazioni stradali. Conducendo test triassiali con carichi ripetuti (fino a  $10^5$  applicazioni di carico), Barksdale osserva che l'accumulo delle deformazioni permanenti assiali risulta proporzionale al logaritmo del numero di cicli di carico attraverso la seguente relazione log-normale:

$$\varepsilon_{1,p} = a + b \cdot \log(N)$$

La risposta a lungo termine dei materiali granulari è stata investigata anche da Sweere (1990), conducendo una serie di test triassiali con carichi ripetuti. Dopo l'applicazione di  $10^6$  cicli di carico, Sweere osserva che l'approccio log-normale proposto da Barksdale non è più capace di rappresentare i risultati da lui ottenuti e suggerisce, quindi, che per un elevato numero di ripetizioni di carico un approccio di tipo log-log deve essere impiegato, proponendo la seguente relazione:

$$\varepsilon_{1,p} = a \cdot N^b$$

Più tardi Wolff e Visser (1994) conducendo una serie di test su ampia scala con parecchi milioni di applicazioni di carico, studiano l'applicabilità di questo modello log-log. Loro riscontrano che l'approccio log-log non si presta molto bene nel dare una stima attendibile delle deformazioni permanenti per un elevato numero di cicli di carico, per cui gli autori suggeriscono il seguente modello:

$$\varepsilon_{1,p} = (c \cdot N + a) \cdot (1 - e^{-b \cdot N})$$

Paute et al. (1996) conducendo prove triassiali con carico ripetuto a diversi livelli di pressione di confinamento, osserva che la deformazione permanente aumenta gradualmente verso un valore asintotico. Pertanto l'autore suggerisce il seguente modello in cui la deformazione permanente cresce fino ad un valore asintotico limite (parametro A) quando il numero di ripetizioni di carico risulta essere molto alto:

$$\varepsilon_p = A \cdot \left( 1 - \left( \frac{N}{100} \right)^{-B} \right) \quad (2-42)$$

dove:

$$A \text{ è una funzione del livello di tensione, ed è pari a: } A = \varepsilon_{p0} \cdot \left( \frac{l_{\max}}{p_a} \right)^n \cdot \frac{1}{\left( m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}} \right)}$$

con:  $l_{\max} = \sqrt{p_{\max}^2 + q_{\max}^2}$ ,  $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$  e  $q = \sigma_1 - \sigma_3$

$\sigma_1$  è la max tensione verticale,

$\sigma_3$  è la tensione di confinamento,

B,  $\varepsilon_{p0}$ , m, n e s sono costanti del materiale,

$p_a = 100$  kPa (= pressione atmosferica).

Lekarp (1997) e Lekarp e Dawson (1998) riportando alcuni risultati di test triassiali, giungono a conclusione che la formulazione di Poute risulta valida solamente a bassi livelli di tensione applicata, mentre ad alti valori la formulazione di Poute tende a sottostimare il valore della deformazione permanente.

Nel corso di una ricerca condotta dal Danish Road Institute, finalizzata allo sviluppo di un modello di degrado attraverso alcuni test con un sistema strumentato RTM (*Danish Road Testing Machine*) su pavimentazioni tipo, Zhang e Macdonald (2002) propongono il seguente modello che lega la deformazione permanente al numero di cicli di carico e alla deformazione resiliente:

$$\varepsilon_p(N) = C \cdot N^\alpha \cdot \left( \frac{\sigma_z}{p_o} \right)^\beta \cdot \varepsilon_r^\gamma \quad (2-43)$$

dove:

$\varepsilon_r$  è la deformazione resiliente,

$\sigma_z$  è la tensione verticale,

N è il numero di ripetizioni di carico,

$p_0$  è la tensione di riferimento (generalmente assunta pari alla pressione atmosferica = 100kPa),

C,  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  sono costanti del materiale.

Infine il recente metodo empirico-meccanicistico dell'AASHTO2000 evidenzia come l'evoluzione della deformazione permanente nei materiali granulari soggetti a cicli di carico ripetuti sia caratterizzata da tre fasi distinte: nella prima fase è possibile osservare un elevato livello di deformazione plastica con una velocità di crescita abbastanza elevata, dovuta principalmente a variazioni volumetriche nel materiale; nella seconda fase si osserva una graduale riduzione della velocità di crescita delle deformazioni, fino ad arrivare alla terza fase, in cui si sviluppano elevati scorrimenti plastici, e si osservano quindi alti livelli di deformazioni permanente. Prendendo in considerazione l'effetto delle condizioni di carico e delle condizioni climatiche nonché le caratteristiche resilienti del materiale, nel metodo AASHTO2000 viene proposto il seguente modello di calcolo delle deformazioni permanenti:

$$\varepsilon_p = K_G \cdot (A_G) \cdot e^{\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \cdot \varepsilon_v \quad (2-44)$$

dove:

$K_G$  e  $\rho$  sono costanti del materiale

B è un parametro funzione del modulo resiliente del materiale e della profondità del pelo libero della falda.

Dall'analisi degli studi esistenti in letteratura, diversi ricercatori (Dunlap (1996), Morgan (1966), Holubec (1969), Barksdale (1972) e Chan (1990)) hanno mostrato che a bassi livelli di tensione la deformazione permanente può raggiungere una condizione di equilibrio, ovvero un valore asintotico, mentre ad alti livelli di tensione è probabile che le deformazioni permanenti aumentino considerevolmente fino ad arrivare alle condizioni di rottura. Questo ha sollevato l'ipotesi dell'esistenza di un livello critico di tensione, chiamato limite di *shakedown*, che separa le condizioni stabili da quelle di rottura. In accordo con questa ipotesi possono introdursi quattro categorie di possibili risposte dei materiali granulari soggetti a cicli di carico ripetuti:

- a) puramente elastico
- b) *shakedown* elastico
- c) *creep* plastico
- d) collasso incrementale [Werkmeister (2001)].

Nella fase di *shakedown* elastico la risposta del materiale è di tipo plastico per un numero finito di applicazioni di carico (periodo di post-compattazione), mentre dopo tale fase diventa praticamente di tipo resiliente e non si osservano ulteriori cedimenti permanenti, per cui le deformazioni permanenti tendono ad un valore limite asintotico.

I materiali caratterizzati da una risposta di *creep* plastico mostrano invece una rapida diminuzione della velocità di crescita della deformazione plastica durante il primo ciclo di carico (simile alla post-compattazione nella fase di *shakedown* elastico), tuttavia un piccolo tasso di crescita della deformazione plastica rimane ugualmente dopo molti cicli di carico (i.e.  $10^5$  cicli). In questa fase quindi il materiale raggiunge una condizione di stabilità dopo un numero finito di applicazioni di carico, presentando un livello pressoché costante di deformazione permanente (cioè una crescita delle deformazioni permanenti tendente alla linearità).

Nella fase di collasso incrementale la risposta è sempre plastica e ciascuna applicazione di carico fornisce un progressivo incremento della deformazione permanente.

Un comportamento di tipo puramente elastico non può presentarsi negli strati in materiale granulare delle pavimentazioni se non come un risultato della post-compattazione, mentre il collasso incrementale non è previsto nelle pavimentazioni stradali; quindi solo le fasi b) e c) sono ritenute interessanti nello sviluppo di questo studio.

Dei modelli di calcolo già visti, quello di Poute et al. (eq. (2-42)), sembra descrivere in maniera soddisfacente il comportamento di *shakedown* elastico a bassi livelli di tensione (COST 2000, Lekarp e Dawson 1998, Gidel et al. 2001).

Diversi autori introducono delle leggi che descrivono la risposta in fase di “*creep* plastico” (cioè di un livello costante di deformazione permanente), come il modello introdotto da Veverka et al. (eq. (2-41)) e adottato da Larsen e Ullidtz (1998), oppure il modello messo a punto da Zhang W. e Macdonald R. A. (eq.(2-43)).

Nel modello di degrado sviluppato nel corso di questa tesi, si è pensato di porre a confronto alcune formulazioni per il calcolo delle deformazioni permanenti nei granulari, ovvero quella proposta da Poutè (1996), quella di Ververka (1977), quella di Zhang W. e Macdonald R. A. (2002). In Tabella 13, vengono riportati i valori dei coefficienti presenti nelle diverse formulazioni che sono stati utilizzati nel modello (D’Apuzzo, 2004).

Si è scelto di adottare diverse formulazioni per la stima delle deformazioni permanenti al fine di valutare quale è la relazione che meglio si adatta a descrivere il reale comportamento del materiale, e di evidenziare come il comportamento non resiliente dei materiali granulari influenzi l'evoluzione dell'irregolarità longitudinale, soprattutto, quando negli strati superficiali in conglomerato bituminoso cominciano ad insorgere problemi di fessurazione diffusa in cui la capacità portante della pavimentazione risulta affidata prevalentemente agli strati sottostanti in materiale granulare.

Equ.	Descrizione del materiale	C	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	Riferimenti
(2-41)	Fondazione in granulare	2.0	0.30	1.00	NA	Verstraeten et al. (1982)
(2-42)	50% sabbia 30% limo e 15% argilla	0.0021	0.22	1.37	NA	Larsen, H. J. E. e Ullidtz, P. (1998)).
(2-43)	Sabbia limosa argillosa (classificazione AASHTO A-4(0))	0.087	0.333	0.333	1.00	Zhang W. e Macdonald R. A. (2002)

Legenda: NA = non presente nella formula

Tabella 13 : Valori delle costanti C,  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  suggeriti da alcuni autori (D'Apuzzo, 2004)

## 2.9 Condizioni di aderenza

Uno degli aspetti di fondamentale importanza per una esatta valutazione dello stato tensionale e deformativo è quello della conoscenza delle condizioni di aderenza che si realizzano all'interfaccia dei vari strati costituenti la pavimentazione flessibile. In generale le condizioni di aderenza all'interfaccia fra strati in conglomerato bituminoso risultano essere una situazione intermedia tra l'aderenza perfetta e l'aderenza nulla (perfetto scorrimento fra gli strati).

La condizione di aderenza fra gli strati è essenzialmente dovuta a due fattori: azione adesiva del bitume e penetrazione degli inerti di uno strato nei vuoti dell'altro. È quindi naturale aspettarsi che l'aderenza dipenda:

- dalla cosiddetta mano di attacco, cioè della quantità di bitume stesa fra due strati a contatto
- dall'energia di costipamento (responsabile della compenetrazione degli inerti)
- dall'entità della pressione verticale provocata dai carichi esterni che, contrastando l'azione tagliente, tende a mantenere tale compenetrazione
- dalla temperatura alla quale si trova sottoposta la pavimentazione, dato che essa influisce sensibilmente sulla rigidità del bitume
- dal tempo di carico (frequenza della sollecitazione) che pure influenza la risposta del bitume.

Il parametro più comunemente adoperato per esprimere l'aderenza fra gli strati è il modulo di reazione orizzontale all'interfaccia K, dato dalla seguente relazione:

$$K = \frac{\tau}{\Delta u} \quad (2-45)$$

dove:

$\tau$  = tensione tangenziale all'interfaccia

$\Delta u$  = spostamento orizzontale relativo fra le facce di due strati a contatto.

Pertanto in un diagramma  $\tau$ - $\Delta u$ , il modulo di reazione orizzontale all'interfaccia  $K$  rappresenta la tangente alla curva nel tratto iniziale (campo visco-elastico lineare).

Alcune sperimentazioni di laboratorio condotte in Israele da Uzan, Livneh ed Eshed (Uzan, 1978) su strati in conglomerato bituminoso, del tipo generalmente adoperato per la realizzazione del manto superficiale, hanno mostrato che il modulo di reazione orizzontale all'interfaccia  $K$  cresce sensibilmente con l'aumentare della pressione verticale, e varia in funzione della temperatura alla quale la prova viene condotta. In Figura 34 sono riportati i risultati di tali sperimentazioni per le due temperature di esercizio considerate nelle prove (25 e 55 °C).

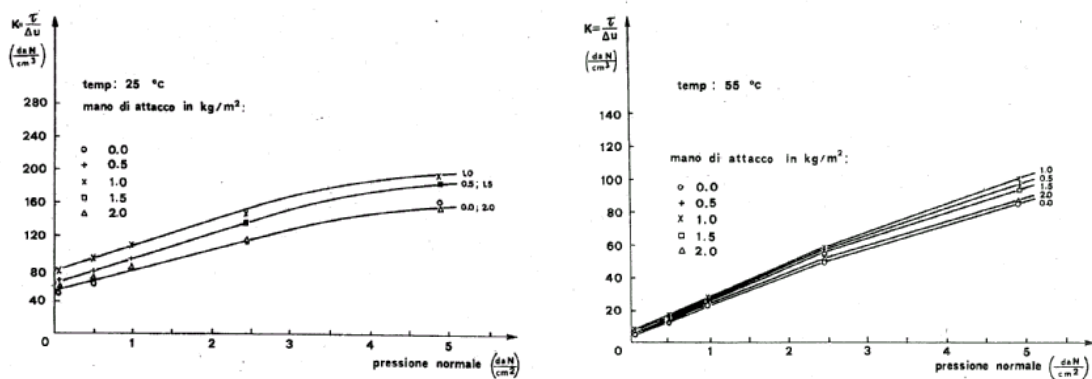


Figura 34 – Risultati delle sperimentazioni condotte da Uzan, Livneh ed Eshed

I risultati sopra presentati, possono ritenersi rappresentativi delle condizioni quasi statiche, in quanto essi sono stati ottenuti con esperienze in cui lo scorrimento relativo (e le conseguenti tensioni tangenziali) fra le facce veniva impresso molto lentamente.

Per tener conto dei brevi tempi di carico che si verificano nella realtà (veicoli viaggianti), che comportano una maggiore rigidità del conglomerato, i ricercatori israeliani hanno proposto di applicare dei coefficienti correttivi ai risultati da loro ottenuti; consigliano, pertanto, di moltiplicare il valore del modulo di aderenza  $K$  per 7 e 12 rispettivamente per le temperature di 25°C e 55°C.



Nel modello di degrado sviluppato, non avendo a disposizione altre informazioni circa la dipendenza dell'aderenza dalla temperatura si è proceduto ad una estrapolazione lineare dei risultati ottenuti dai ricercatori israeliani. Pertanto si è ipotizzato che a parità di pressione normale, la variazione del modulo di reazione orizzontale all'interfaccia K con la temperatura sia di tipo lineare, ottenendo i risultati riportati in Figura 35.

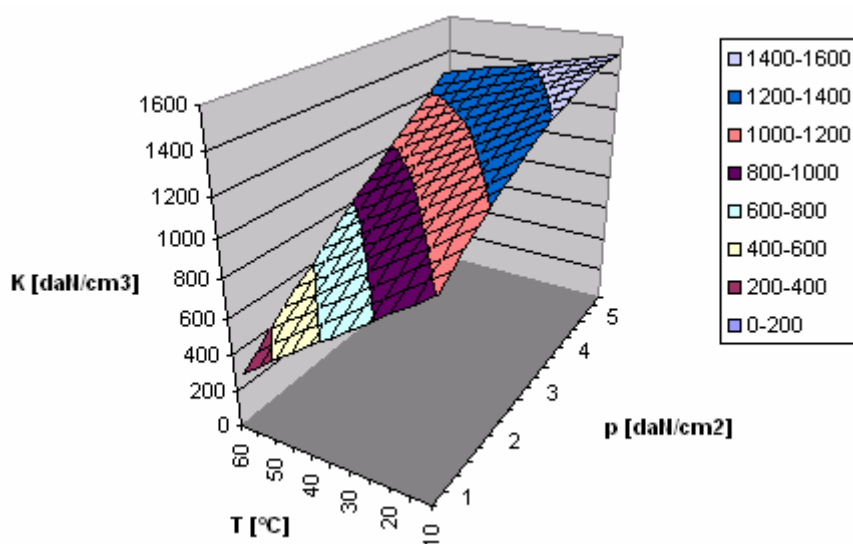


Figura 35 – Relazione fra il modulo di aderenza K, la pressione all'interfaccia fra gli strati e la temperatura

La pressione normale  $p_N$  all'interfaccia fra gli strati è stata valutata ipotizzando una ripartizione degli sforzi a 45° (Figura 36) e un'area reagente di forma circolare. Detto P il carico trasmesso dalla ruota alla pavimentazione e  $A_R$  l'area reagente valutata sull'interfaccia fra gli strati, è possibile calcolare  $p_N$  attraverso la seguente espressione:

$$p_N = \frac{P}{A_R}$$

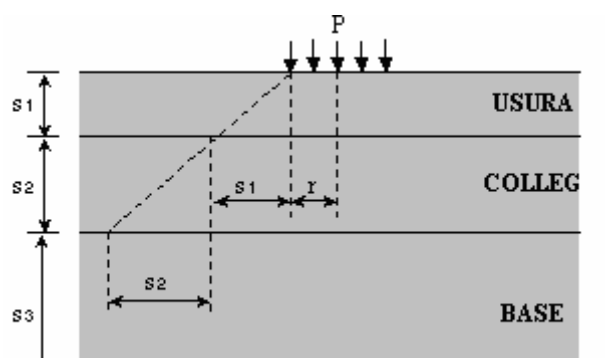


Figura 36 – Schema di ripartizione degli sforzi a 45°

## **2.10 Stato tenso-deformativo**

L'analisi dello stato tensionale di una sovrastruttura stradale costituita da un certo numero di strati che presentano un differente comportamento, risulta essere assai complicato. Risulta necessario procedere ad una caratterizzazione del comportamento dei materiali (come visto nel paragrafo 2.7 e 2.8) e ad una schematizzazione del problema attraverso alcune ipotesi iniziali.

Nello sviluppo del modello di degrado, al fine di valutare lo stato tenso-deformativo, si è deciso di utilizzare la risoluzione del problema del multistrato elastico con aderenza non perfetta fra gli strati piuttosto che una risoluzione mediante l'ausilio del metodo degli elementi finiti (che avrebbe permesso di considerare espressamente il comportamento viscoso dei conglomerati e quello elastico non lineare dei materiali granulari, attraverso l'adozione di opportuni legami costitutivi per i materiali). Tale scelta è stata indotta in primo luogo dal fatto che le differenze ottenibili, con i due metodi di calcolo, in termini di valori delle tensioni e deformazioni sono assai modeste (AMADEUS, 2000); in virtù di tale ragione diversi modelli di calcolo delle pavimentazioni, quale ad esempio il recente AASHTO 2000, prevedono la valutazione dello stato tenso-deformativo attraverso entrambe le metodologie di calcolo. In secondo luogo ci sono da considerare gli oneri computazionali più elevati che una risoluzione ad elementi finiti richiederebbe, a fronte di risultati molto simili ottenibili con la risoluzione del problema del multistrato elastico. Infine bisogna considerare anche gli oneri connessi alla implementazione di un metodo di calcolo così sofisticato, come quello ad elementi finiti, all'interno di un framework di calcolo.

In Figura 37 viene riportata la schematizzazione del problema per l'analisi attraverso la risoluzione del multistrato elastico. In particolare la pavimentazione viene riguardata come un sistema costituito da strati omogenei con estensione orizzontale infinita poggianti su un semispazio omogeneo; ogni strato sarà caratterizzato dal modulo  $E$ , rappresentato dal modulo complesso per gli strati in conglomerato bituminoso o dal modulo resiliente per gli strati in materiale granulare, e dal rapporto di Poisson  $\nu$ . Le condizioni di aderenza all'interfaccia fra gli strati vengono considerate attraverso il modulo di reazione orizzontale all'interfaccia  $K$ . Il sistema è caricato in una qualche area sulla superficie da una pressione verticale  $P$  agente su un'area circolare di raggio  $a$ .

L'analisi di un sistema multistrato elastico è basata sulle seguenti assunzioni:

1. Geometriche:

- la sezione della pavimentazione è schematizzata come la sovrapposizione di strati finiti (multistrato), con estensione orizzontale infinita, su di un semispazio di base (il sottofondo) infinito
- il carico indotto dalla singola ruota è uniforme ed agisce su un'impronta circolare.

## 2. Proprietà degli strati:

- gli strati sono costituiti da materiale omogeneo, caratterizzati da un comportamento meccanico isotropo
- i materiali dei vari strati hanno un comportamento elastico lineare.

La risoluzione del problema del multistrato elastico avviene attraverso la ricerca della funzione delle tensioni che soddisfa l'equazione differenziale del quarto ordine di compatibilità. La funzione delle tensioni per ciascuno strato conterrà quattro costanti di integrazione che potranno essere ricavate dalla conoscenza delle condizioni al contorno e dalle condizioni di continuità. Poiché ad elevate profondità (tendenti ad  $\infty$ ) le tensioni e spostamenti possono essere considerati nulli, allora due di queste costanti di integrazione relative all'ultimo strato risultano nulle.

In generale per un sistema di  $n$  strati, il numero totale di incognite risulta essere di  $4n-2$ , le quali possono essere valutate mediante la conoscenza di due condizioni al contorno e  $4(n-1)$  condizioni di continuità. Le due condizioni al contorno sono che la tensione verticale sotto l'area circolare di carico è uguale alla pressione applicata in superficie e che in sommità non sono presenti azioni taglienti. Le quattro condizioni per ciascuno delle  $(n-1)$  interfacce sono la continuità delle tensioni e spostamenti verticali, delle tensioni di taglio e dello spostamento radiale. Se le condizioni di aderenza all'interfaccia sono di scorrimento perfetto (aderenza nulla) allora la continuità delle tensioni da taglio e degli spostamenti radiali viene sostituita dalla condizione di taglio nullo all'interfaccia fra gli strati.

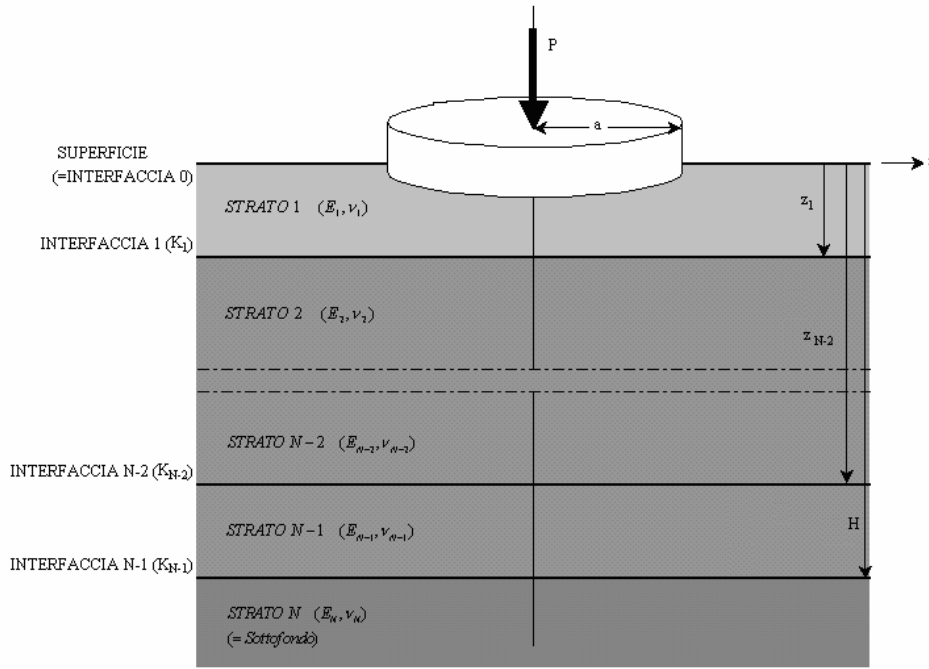


Figura 37 – Schematizzazione della pavimentazione per l'analisi attraverso la risoluzione del multistrato elastico

Nel paragrafo successivo si riporta la descrizione della risoluzione del multistrato elastico, mentre nell'Appendice A verranno discusse le condizioni al contorno e di continuità.

### 2.10.1 Formulazione delle equazioni del multistrato elastico

Come nella classica teoria dell'elasticità, si parte dall'assumere una funzione delle tensioni  $\Phi$  che soddisfa la seguente l'equazione costitutiva dei mezzi elastici lineari ed isotropi:

$$\nabla^2 \nabla^2 \phi(r, z) = 0 \quad (2-46)$$

dove si è indicato con  $\nabla^2$  si è indicato l'operatore di Laplace. Per un sistema con una distribuzione assial-simmetrica delle tensioni l'operatore di Laplace può essere così espresso:

$$\nabla^2 = \left( \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \quad (2-47)$$

in cui  $r$  e  $z$  sono le coordinate cilindriche per le direzioni radiali e verticali, rispettivamente. Dopo che la funzione delle tensioni è stata trovata, le tensioni e gli spostamenti sono determinati dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left( (2-\nu) \nabla^2 \phi(r, z) - \frac{\partial^2 \phi(r, z)}{\partial z^2} \right) \quad (2-48)$$

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu \nabla^2 \phi(r, z) - \frac{\partial^2 \phi(r, z)}{\partial r^2} \right) \quad (2-49)$$

$$\sigma_t = \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu \nabla^2 \phi(r, z) - \frac{1}{r} \frac{\partial \phi(r, z)}{\partial r} \right) \quad (2-50)$$

$$\tau_{rz} = \frac{\partial}{\partial r} \left( (1-\nu) \nabla^2 \phi(r, z) - \frac{\partial^2 \phi(r, z)}{\partial z^2} \right) \quad (2-51)$$

$$w = \frac{1+\nu}{E} \left( 2(1-\nu) \nabla^2 \phi(r, z) - \frac{\partial^2 \phi(r, z)}{\partial z^2} \right) \quad (2-52)$$

$$u = - \left( \frac{1+\nu}{E} \right) \frac{\partial^2 \phi(r, z)}{\partial r \partial z} \quad (2-53)$$

dove  $z, r, t$  sono la direzione verticale e le due direzioni ortogonali sul piano orizzontale.

Siccome l'equazione (2-47) è una equazione differenziale del quarto ordine, le tensioni e gli spostamenti così determinati consisteranno di quattro costanti di integrazione che possono essere determinate dalle condizioni al contorno e di continuità.

Per trovare la funzione delle tensioni, si parte considerando la trasformata di Hankel di ordine zero dell'equazione di compatibilità (eq. (2-47)). Questa operazione permette di ridurre l'equazione di compatibilità ad una equazione algebrica nella variabile trasformata ( $\alpha$ ), differenziabile in  $z$ . La trasformata di Hankel di ordine zero è pari a:

$$\begin{aligned} f_H(\alpha) &= \int_0^\infty F(r) r J_0(\alpha r) dr \\ F(r) &= \int_0^\infty f_H(\alpha) \alpha J_0(\alpha r) d\alpha \end{aligned} \quad (2-54)$$

dove  $J_0$  è la funzione di Bessel di ordine zero.

La trasformata di Hankel dell'equazione di compatibilità è:

$$\left(-\alpha^2 + \frac{d^2}{dz^2}\right)\left(-\alpha^2 + \frac{d^2}{dz^2}\right)v_H(\alpha, z) = 0$$

dove  $v_H(\alpha, z)$  è la trasformazione di Hankel in  $r$  della funzione  $\phi(r, z)$ . Svolgendo i prodotti, si ottiene:

$$\begin{aligned} \left(-\alpha^2 + \frac{d^2}{dz^2}\right)\left(-\alpha^2 v_H(\alpha, z) + \frac{d^2 v_H(\alpha, z)}{dz^2}\right) &= 0 \\ \left(\alpha^4 v_H(\alpha, z) - 2\alpha^2 \frac{d^2 v_H(\alpha, z)}{dz^2} + \frac{d^4 v_H(\alpha, z)}{dz^4}\right) &= 0 \end{aligned}$$

da cui riordinando i termini, si ottiene:

$$\frac{d^4 v_H(\alpha, z)}{dz^4} - 2\alpha^2 \frac{d^2 v_H(\alpha, z)}{dz^2} + \alpha^4 v_H(\alpha, z) = 0 \quad (2-55)$$

Ora, risolvendo con il metodo della trasformata di Laplace si ha:

$$\begin{aligned} s^4 v_H(\alpha, s) - s^3 v_H(\alpha, 0) - s^2 v_H'(\alpha, 0) - s v_H''(\alpha, 0) - v_H'''(\alpha, 0) \\ - s^2 2\alpha^2 v_H(\alpha, s) + s 2\alpha^2 v_H(\alpha, 0) + 2\alpha^2 v_H'(\alpha, 0) \\ + \alpha^4 v_H(\alpha, s) = 0 \end{aligned} \quad (2-56)$$

dove  $v_H(\alpha, 0)$ ,  $v_H'(\alpha, 0)$ , ecc..., sono le condizioni iniziali di  $v_H(\alpha, z)$ ,  $\frac{dv_H(\alpha, z)}{dz}$ , ecc...

Raggruppando i termini dello stesso grado, si ottiene:

$$(s^4 - 2\alpha^2 s^2 + \alpha^4) v_H(\alpha, s) = A^* s^3 + B^* s^2 + C^* s + D^* \quad (2-57)$$

dove:

$$\begin{aligned}
 v_H(\alpha, 0) &= A^* \\
 v_H'(\alpha, 0) &= B^* \\
 v_H''(\alpha, 0) &= C^* + 2\alpha^2 A^* \\
 v_H'''(\alpha, 0) &= D^* + 2\alpha^2 B^*
 \end{aligned} \tag{2-58}$$

e quindi:

$$\begin{aligned}
 v_H(\alpha, s) &= \frac{A^* s^3 + B^* s^2 + C^* s + D^*}{s^4 - 2\alpha^2 s^2 + \alpha^4} \\
 &= \frac{A^* s^3 + B^* s^2 + C^* s + D^*}{(s^2 - \alpha^2)^2}
 \end{aligned} \tag{2-59}$$

Risolvendo per ogni argomento a destra e utilizzando alcune identità matematiche, quali ad esempio:

$$\frac{s^3}{(s^2 - \alpha^2)^2} = \frac{1}{2(s - \alpha)} + \frac{1}{2(s + \alpha)} + \frac{\alpha}{4(s - \alpha)^2} - \frac{\alpha}{4(s + \alpha)^2}$$

e

$$\begin{aligned}
 F(\alpha, z) &= \frac{1}{2}(e^{\alpha z} + e^{-\alpha z}) + \frac{1}{4}\alpha z(e^{\alpha z} + e^{-\alpha z}) \\
 &= \cosh(\alpha z) + \frac{1}{2}\alpha z \sinh(\alpha z)
 \end{aligned}$$

si ottiene la seguente espressione:

$$\begin{aligned}
 v_H(\alpha, z) &= \frac{A^*}{2}(e^{\alpha z} + e^{-\alpha z}) + \frac{A^* \alpha z}{4}(e^{\alpha z} - e^{-\alpha z}) - \frac{B^*}{4\alpha}(e^{\alpha z} + e^{-\alpha z}) + \frac{B^* z}{4}(e^{\alpha z} + e^{-\alpha z}) \\
 &\quad + \frac{C^* z}{4}(e^{\alpha z} - e^{-\alpha z}) - \frac{D^*}{4\alpha}(e^{\alpha z} - e^{-\alpha z}) + \frac{D^* z}{4}(e^{\alpha z} - e^{-\alpha z})
 \end{aligned} \tag{2-60}$$

o espressa in termini delle funzioni iperboliche:

$$\begin{aligned}
 v_H(\alpha, z) &= A^* \cosh(\alpha z) + \frac{A^* \alpha z}{2} \sinh(\alpha z) - \frac{B^*}{2\alpha} \cosh(\alpha z) + \frac{(B^* + D^*)z}{2} \cosh(\alpha z) \\
 &\quad - \frac{D^*}{2\alpha} \sinh(\alpha z) + \frac{C^* z}{2} \sinh(\alpha z)
 \end{aligned} \tag{2-61}$$

Poiché le costanti (\*) sono funzioni indeterminate di  $\alpha$ , l'equazione (2-60) può essere semplificata nella seguente forma:

$$v_H(\alpha, z) = Ae^{\alpha z} + Be^{-\alpha z} + Cze^{\alpha z} + Dze^{-\alpha z} \quad (2-62)$$

La funzione delle tensioni  $\Phi$  si può ora ricavare attraverso la trasformazione inversa di Hankel:

$$\begin{aligned} \phi(r, z) &= \int_0^\infty v_H(\alpha, z) \alpha J_0(\alpha r) d\alpha \\ &= \int_0^\infty (Ae^{\alpha z} + Be^{-\alpha z} + Cze^{\alpha z} + Dze^{-\alpha z}) \alpha J_0(\alpha r) d\alpha \end{aligned} \quad (2-63)$$

L'equazione (2-63) non ha una soluzione analitica, ma deve essere risolta numericamente per fissati valori di  $\alpha$  e  $z$ . Poiché le costanti A, B, C, D sono funzioni di  $\alpha$ , queste dovranno essere calcolate nuovamente ad ogni passo di integrazione, il che implica che la forma completa della funzione delle tensioni non può essere utilizzata per determinare il valore delle costanti. Tuttavia, le equazioni di compatibilità sono tutte espresse nell'integrale della funzione delle tensioni, e ciascun elemento dell'integrale è, in sé, una funzione delle tensioni che soddisfa le equazioni di compatibilità. L'integrando può quindi essere sostituito nelle equazioni di tensione e spostamento per determinare il valore delle costanti per ciascun valore di  $\alpha$ . Sostituendo l'integrando nelle equazioni delle tensioni e deformazioni, si ottengono le componenti elementari di tensione e spostamento:

$$\begin{aligned} \sigma_z^* &= \alpha^3 J_0(\alpha r) \{ [-A\alpha + C(1-2\nu-\alpha z)]e^{\alpha z} + [B\alpha + D(1-2\nu+\alpha z)]e^{-\alpha z} \} \\ \tau_{rz}^* &= \alpha^3 J_1(\alpha r) \{ [A\alpha + C(2\nu+\alpha z)]e^{\alpha z} + [B\alpha - D(2\nu-\alpha z)]e^{-\alpha z} \} \\ w^* &= \frac{1+\nu}{E} \alpha^2 J_0(\alpha r) \{ [-A\alpha + C(2-4\nu-\alpha z)]e^{\alpha z} - [B\alpha + D(2-4\nu+\alpha z)]e^{-\alpha z} \} \\ u^* &= \frac{1+\nu}{E} \alpha^2 J_1(\alpha r) \{ [A\alpha + C(1+\alpha z)]e^{\alpha z} - [B\alpha - D(1-\alpha z)]e^{-\alpha z} \} \end{aligned} \quad (2-64)$$

La forma completa delle componenti delle tensioni e deformazioni, scritte nella forma rappresentativa di Hankel, sono:



$$\begin{aligned}
 \sigma_z &= \int_0^\infty \alpha^2 \{ [-A\alpha + C(1-2\nu-\alpha z)]e^{\alpha z} + [B\alpha + D(1-2\nu+\alpha z)]e^{-\alpha z} \} \alpha J_0(\alpha r) d\alpha \\
 \tau_{rz} &= \int_0^\infty \frac{\alpha^2 J_1(\alpha r)}{J_0(\alpha r)} \{ [A\alpha + C(2\nu+\alpha z)]e^{\alpha z} + [B\alpha - D(2\nu-\alpha z)]e^{-\alpha z} \} \alpha J_0(\alpha r) d\alpha \\
 w &= \frac{1+\nu}{E} \int_0^\infty \alpha \{ [-A\alpha + C(2-4\nu-\alpha z)]e^{\alpha z} - [B\alpha + D(2-4\nu+\alpha z)]e^{-\alpha z} \} \alpha J_0(\alpha r) d\alpha \\
 u &= \frac{1+\nu}{E} \int_0^\infty \frac{\alpha J_1(\alpha r)}{J_0(\alpha r)} \{ [A\alpha + C(1+\alpha z)]e^{\alpha z} - [B\alpha - D(1-\alpha z)]e^{-\alpha z} \} \alpha J_0(\alpha r) d\alpha
 \end{aligned} \tag{2-65}$$

Considerando lo strato superiore, che risulta caricato da una pressione verticale  $p(r)$  agente su un'area circolare e una tensione da taglio nulla, la forma completa delle componenti delle tensioni ( $\sigma_z$  e  $\tau_{rz}$ ) quando  $z=0$ , sono:

$$\begin{aligned}
 \int_0^\infty \alpha^2 \{ -A\alpha + C(1-2\nu) + B\alpha + D(1-2\nu) \} \alpha J_0(\alpha r) d\alpha &= p(r) \\
 \int_0^\infty \frac{\alpha^2 J_1(\alpha r)}{J_0(\alpha r)} \{ A\alpha + 2C\nu + B\alpha - 2D\nu \} \alpha J_0(\alpha r) d\alpha &= 0
 \end{aligned} \tag{2-66}$$

La trasformata di Hankel di un carico circolare del carico avente intensità  $q$  e raggio ( $a$ ) è data da:

$$H(p(r)) = -\frac{qa}{\alpha} J_1(\alpha a) \tag{2-67}$$

Conseguentemente, la trasformata di Hankel delle equazioni della tensione verticale e di taglio per  $z=0$  sono:

$$\begin{aligned}
 \alpha^2 (-A\alpha + C(1-2\nu) + B\alpha + D(1-2\nu)) &= \frac{-qa}{\alpha} J_1(\alpha a) \\
 \frac{\alpha^2 J_1(\alpha r)}{J_0(\alpha r)} (A\alpha + 2C\nu + B\alpha - 2D\nu) &= 0
 \end{aligned} \tag{2-68}$$

ovvero:

$$\begin{aligned}
 -A\alpha + C(1-2\nu) + B\alpha + D(1-2\nu) &= \frac{-qa}{\alpha^3} J_1(\alpha a) \\
 A\alpha + 2C\nu + B - 2D\nu &= 0
 \end{aligned} \tag{2-69}$$

Le costanti relative allo strato superiore sono quindi esprimibili come funzioni di  $P(\alpha a) = \frac{qa}{\alpha^3} J_1(\alpha a)$ , in cui due equazioni possono essere scritte in funzione di quattro incognite (le costanti). Scrivendo poi le due equazioni di tensione e deformazione all'interfaccia degli strati successivi, è possibile ottenere una serie di quattro equazioni in otto incognite (le quattro costanti per ogni strato) che soddisfano le condizioni al contorno. Soddisfacendo quindi le condizioni al contorno per ciascuna interfaccia, si correlano le costanti di un determinato strato a quelle dello strato superiore. Tutte le costanti sono comunque funzioni di  $P(\alpha a)$ . Organizzando le equazioni in forma matriciale, e passando attraverso l'eliminazione di Gauss, è possibile mostrare che ciascuna costante è un multiplo di  $P(\alpha a)$ .

Le condizioni al contorno relative all'ultima interfaccia, che separa dall'ultimo strato, richiede uno speciale trattamento seguendo la stessa via utilizzata per lo strato superficiale. Se l'ultimo strato ha una estensione infinita, due delle costanti possono essere ricavate attraverso la moltiplicazione delle trasformate di Hankel delle equazioni relative alle tensioni verticali e di taglio, per  $e^{-\alpha z}$ , per cui riordinando si ottiene:

$$\begin{aligned} \frac{H(\sigma_z)e^{-\alpha z}}{\alpha^2} &= \left\{ -A\alpha + C(1-2\nu-\alpha z) + [B\alpha + D(1-2\nu+\alpha z)]e^{-2\alpha z} \right\} \\ \frac{H(\tau_z)J_0(\alpha r)e^{-\alpha z}}{\alpha^2 J_1(\alpha r)} &= A\alpha + C(2\nu+\alpha z) + [B\alpha - D(2\nu-\alpha z)]e^{-2\alpha z} \end{aligned} \quad (2-70)$$

Per  $z = \infty$ , le relazioni sopra scritte diventano:

$$\begin{aligned} 0 &= -A\alpha + C - 2C\nu - C\alpha z \\ 0 &= A\alpha + 2C\nu + C\alpha z \end{aligned} \quad (2-71)$$

Sommando e sottraendo le precedenti relazioni si ottiene  $C = 0$  e  $A = 0$ .

Comunque, le tensioni e gli spostamenti decrescono come  $e^{-\alpha z}$  e  $ze^{-\alpha z}$  rispettivamente, come la quota  $z$  aumenta al di sotto dell'interfaccia del sottofondo.

Come esempio, la forma delle equazioni al contorno per un sistema formato da tre strati è la seguente:

$$\left( \begin{array}{cccccccccccccccc} a_{1,1} & a_{1,2} & a_{1,3} & a_{1,4} & & & & & & & & & & & & & & \\ a_{2,1} & a_{2,2} & a_{2,3} & a_{2,4} & & & & & & & & & & & & & & \\ a_{3,1} & a_{3,2} & a_{3,3} & a_{3,4} & a_{3,5} & a_{3,6} & a_{3,7} & a_{3,8} & & & & & & & & & & \\ a_{4,1} & a_{4,2} & a_{4,3} & a_{4,4} & a_{4,5} & a_{4,6} & a_{4,7} & a_{4,8} & & & & & & & & & & \\ a_{5,1} & a_{5,2} & a_{5,3} & a_{5,4} & a_{5,5} & a_{5,6} & a_{5,7} & a_{5,8} & & & & & & & & & & \\ a_{6,1} & a_{6,2} & a_{6,3} & a_{6,4} & a_{6,5} & a_{6,6} & a_{6,7} & a_{6,8} & & & & & & & & & & \\ & & & & a_{7,5} & a_{7,6} & a_{7,7} & a_{7,8} & a_{7,9} & a_{7,10} & a_{7,11} & a_{7,12} & & & & & & \\ & & & & a_{8,5} & a_{8,6} & a_{8,7} & a_{8,8} & a_{8,9} & a_{8,10} & a_{8,11} & a_{8,12} & & & & & & \\ & & & & a_{9,5} & a_{9,6} & a_{9,7} & a_{9,8} & a_{9,9} & a_{9,10} & a_{9,11} & a_{9,12} & & & & & & \\ & & & & a_{10,5} & a_{10,6} & a_{10,7} & a_{10,8} & a_{10,9} & a_{10,10} & a_{10,11} & a_{10,12} & & & & & & \\ & & & & & & & & a_{11,9} & a_{11,10} & a_{11,11} & a_{11,12} & & & & & & \\ & & & & & & & & a_{12,9} & a_{12,10} & a_{12,11} & a_{12,12} & & & & & & \end{array} \right) \left( \begin{array}{c} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ D_1 \\ A_2 \\ B_2 \\ C_2 \\ D_2 \\ A_3 \\ B_3 \\ C_3 \\ D_3 \end{array} \right) = \left( \begin{array}{c} P(\alpha a) \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right)$$

Quando l'ultimo strato ha una estensione infinita, le costanti  $A_3$  e  $A_4$  sono pari a zero, per cui le corrispondenti righe e colonne possono essere rimosse dai coefficienti della matrice. Il numero di equazioni, in questo caso, risulta essere di  $4 \times 3 - 2 = 10$ , e la forma delle equazioni al contorno è la seguente:

$$\left( \begin{array}{cccccccccccc} a_{1,1} & a_{1,2} & a_{1,3} & a_{1,4} & & & & & & & & \\ a_{2,1} & a_{2,2} & a_{2,3} & a_{2,4} & & & & & & & & \\ a_{3,1} & a_{3,2} & a_{3,3} & a_{3,4} & a_{3,5} & a_{3,6} & a_{3,7} & a_{3,8} & & & & \\ a_{4,1} & a_{4,2} & a_{4,3} & a_{4,4} & a_{4,5} & a_{4,6} & a_{4,7} & a_{4,8} & & & & \\ a_{5,1} & a_{5,2} & a_{5,3} & a_{5,4} & a_{5,5} & a_{5,6} & a_{5,7} & a_{5,8} & & & & \\ a_{6,1} & a_{6,2} & a_{6,3} & a_{6,4} & a_{6,5} & a_{6,6} & a_{6,7} & a_{6,8} & & & & \\ & & & & a_{7,5} & a_{7,6} & a_{7,7} & a_{7,8} & a_{7,9} & a_{7,10} & & \\ & & & & a_{8,5} & a_{8,6} & a_{8,7} & a_{8,8} & a_{8,9} & a_{8,10} & & \\ & & & & a_{9,5} & a_{9,6} & a_{9,7} & a_{9,8} & a_{9,9} & a_{9,10} & & \\ & & & & a_{10,5} & a_{10,6} & a_{10,7} & a_{10,8} & a_{10,9} & a_{10,10} & & \end{array} \right) \left( \begin{array}{c} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ D_1 \\ A_2 \\ B_2 \\ C_2 \\ D_2 \\ B_3 \\ D_3 \end{array} \right) = \left( \begin{array}{c} P(\alpha a) \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right)$$

## 2.11 Interventi di manutenzione e riabilitazione sulla pavimentazione

Nell'ambito dei sistemi di gestione della manutenzione gli interventi che possono essere messi in atto, al fine di assicurare la funzionalità, il confort, la sicurezza della circolazione e la conservazione strutturale, sono generalmente distinti in due macro-categorie: manutenzione corrente e

riabilitazione. Questa distinzione riflette il campo di applicazione degli interventi appartenenti a ciascuna macro-categoria, nonché gli oneri economici ad essi connessi. In particolare gli interventi di manutenzione corrente hanno la funzione di assicurare i livelli minimi di funzionalità, con riferimento alcune caratteristiche del piano viabile (essenzialmente l'aderenza), e di rallentare l'evoluzione del degrado strutturale, attraverso un limitato impiego di risorse economiche. Essi non intervengono in maniera significativa sulle caratteristiche strutturali, e quindi trovano generalmente applicazione in presenza di un modesto o trascurabile degrado strutturale della pavimentazione stradale (ed eventualmente del sottofondo), o in condizioni di limitate risorse economiche. I criteri di attivazione degli interventi, appartenenti a tale macro-categoria, possono essere sia di carattere ciclico (i.e. ripetere intervento ogni 2 anni), che su condizione (p.e. effettuare l'intervento quando l'estensione della fessurazione è  $>5\%$ ). Gli interventi di riabilitazione hanno lo scopo di ripristinare le caratteristiche funzionali e di intervenire sulle caratteristiche strutturali al fine di garantire il mantenimento del termine della vita utile, o il suo prolungamento. Essi hanno generalmente un costo significativo e vengono attivati su condizione (i.e. raggiungimento di prefissate soglie del degrado funzionale e/o strutturale). Bisogna inoltre osservare che, spesso, tale distinzione è presente anche sul piano della gestione economica, nell'ambito della quale vengono destinate specifiche e distinte risorse agli interventi appartenenti alle due macro-categorie precedentemente introdotte (i.e. si assegna un *budget* per la manutenzione ed uno per la riabilitazione e riqualificazione delle sovrastrutture). Nel prosieguo si illustreranno sinteticamente le tecniche di intervento, con specifico riferimento alle sovrastrutture stradali flessibili, fornendo alcune indicazioni sulle loro caratteristiche peculiari, di interesse ai fini della gestione della manutenzione.

Gli interventi di manutenzione vengono usualmente divisi in due categorie, potendosi distinguere, a seconda dei criteri impiegati per la classificazione, gli interventi di manutenzione locali o estesi, oppure gli interventi di manutenzione curativa o preventiva. In questo caso si farà riferimento alle due classi manutenzione locale e estesa; intendendo per interventi di manutenzione "locale" quelli che interessano una limitata estensione della superficie, e che vengono messi in atto, generalmente dal gestore stesso, per sanare situazioni che possono condizionare la regolarità e la sicurezza della circolazione (p.e. riparazione buche, manutenzione degli elementi complementari, sigillatura localizzata di fessure, ecc.). Gli interventi di manutenzione locale trovano prevalente applicazione nei casi in cui non siano state superate, per il tronco nel suo complesso, le soglie di attenzione fissate per gli indici funzionali e strutturali. Gli interventi appartenenti a tale classe sono relativamente poco onerosi e la loro pianificazione e programmazione risulta essere spesso scarsamente significativa (i.e. sono spesso interventi di tipo periodico). La loro quantificazione

risulta in ogni caso necessaria al fine di determinare le risorse economiche residue che possono essere destinate agli altri interventi.

Gli interventi di manutenzione “estesa” intervengono su ampie superfici e possono avere un carattere sia preventivo che curativo (con riferimento alle caratteristiche superficiali di aderenza), ma non intervengono sulle capacità portanti medie della pavimentazione stradale, come già sottolineato precedentemente. Tali interventi, che hanno un costo significativo, sono messi in atto generalmente quando vengono oltrepassati i valori di soglia definiti per alcuni indici funzionali. I tipi di intervento più comuni facenti parte di tale classe sono: i rappezzi estesi (superficiali o profondi), gli strati sigillanti, i trattamenti superficiali e i micro-tappeti.

Come è stato precedentemente osservato gli interventi di riabilitazione trovano applicazione quando il degrado strutturale della pavimentazione è tale che gli interventi di manutenzione non risultano essere più indicati o economicamente convenienti al fine di garantire, per un determinato periodo di tempo, i livelli prestazionali richiesti. In tali casi è quindi necessario correggere le carenze strutturali della pavimentazione e/o rafforzarle strutturalmente per far fronte ad aumenti dei volumi di traffico. Le caratteristiche funzionali delle pavimentazioni dopo gli interventi di riabilitazione sono uguali o molto prossime a quelle delle sovrastrutture di nuova costruzione.

Nella figura seguente viene riportata una rappresentazione schematica del criterio di attivazione di un intervento di riabilitazione

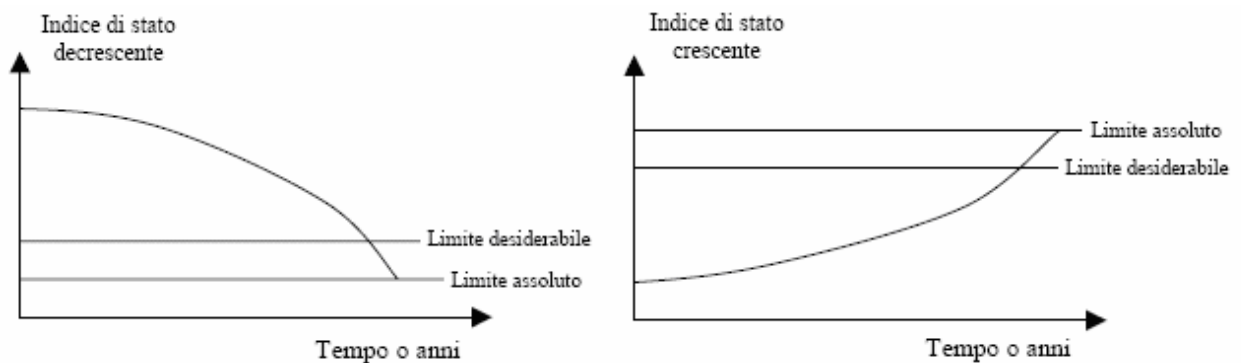


Figura 38 – Rappresentazione schematica del criterio di attivazione di un intervento di riabilitazione

Fra le molteplici soluzioni che si possono impiegare per la riabilitazione delle pavimentazioni le più importanti sono:

- il rifacimento dello strato superficiale
- il rafforzamento
- la ricostruzione parziale
- la ricostruzione totale.

Il “rifacimento dello strato superficiale” consiste nella fresatura dello strato superficiale (usura o usura e collegamento) e nella sua successiva ricostruzione. Tale tipo di intervento ha la capacità di correggere quasi del tutto i difetti superficiali, le caratteristiche di aderenza e la regolarità trasversale, cioè i valori dopo l'esecuzione dell'intervento sono uguali a quelli all'atto della costruzione della pavimentazione, mentre interviene entro certi limiti nei confronti della regolarità longitudinale. L'aumento della capacità portante è apprezzabile ma non consistente. Pertanto tale tipo di intervento trova applicazione in modo particolare quando esistono notevoli difetti superficiali e nei casi in cui non sia possibile o conveniente elevare la quota del piano viabile (in caso contrario è spesso più conveniente effettuare degli interventi di rafforzamento).

Le caratteristiche previste per gli strati messi in opera sono del tutto simili a quelle richieste per gli stessi strati nelle sovrastrutture di nuova costruzione.

Il “rafforzamento” consiste nella realizzazione di un nuovo strato di usura, ed eventualmente di collegamento, sulla sovrastruttura esistente; esso implica ovviamente la riparazione dei difetti superficiali esistenti prima della realizzazione del nuovo strato (p.e. riparazione delle buche, sigillatura delle fessure, ecc...). Lo spessore del rafforzamento dipende dal degrado esistente, dalle caratteristiche funzionali richieste e dal volume di traffico di progetto. Anche questo tipo di intervento ha la capacità di correggere quasi completamente i difetti superficiali, le caratteristiche di aderenza e la regolarità trasversale, mentre interviene entro certi limiti nei confronti della regolarità longitudinale. L'aumento della capacità portante è apprezzabile.

I materiali che vengono impiegati per la formazione degli strati di rafforzamento sono uguali a quelli precedentemente indicati per gli interventi di rifacimento degli strati superficiali.

La “ricostruzione parziale” consiste nella rimozione degli strati di usura, collegamento e base, della pavimentazione esistente e nella loro ricostruzione con strati in conglomerato bituminoso (nuovo o riciclato). In alcuni casi può essere prevista la stabilizzazione degli strati di base non legati attraverso leganti idraulici (i.e. si trasforma il misto granulare in misto cementato). Tale tipo di intervento, oltre a correggere tutti i difetti funzionali (aderenza, difetti superficiali e regolarità sia trasversale che longitudinale), produce un quasi completo ripristino della capacità portante se non addirittura un miglioramento delle caratteristiche strutturali rispetto a quelle della pavimentazione iniziale (caratteristiche della pavimentazione esistente all'atto della costruzione). Esso interviene inoltre azzerando i fenomeni di risalita delle fessure negli strati legati.

Le caratteristiche dei materiali che vengono impiegati per la formazione degli strati ricostruiti sono del tutto simili a quelle richieste per gli stessi strati nelle sovrastrutture di nuova costruzione.

La “ricostruzione totale” rappresenta l'apice degli interventi di riabilitazione e consiste nella rimozione di tutti gli strati della pavimentazione esistente e nella loro conseguente ricostruzione,

compresa la fondazione con eventuale costipamento e/o stabilizzazione del sottofondo. Tale intervento ripristina tutte le condizioni esistenti all'atto della costruzione della pavimentazione stradale, per ciò che riguarda le caratteristiche funzionali e quelle strutturali. Il suo ambito di applicazione è quello relativo alle pavimentazioni che denotano ingenti danni strutturali (per esempio una fessurazione strutturale estesa).

Le caratteristiche dei materiali che vengono impiegati per la formazione degli strati ricostruiti sono del tutto simili a quelle richieste per gli stessi strati nelle sovrastrutture di nuova costruzione.

Nello sviluppo di questo modello di degrado si è pensato di prevedere, all'interno del periodo di analisi, l'esecuzione di un intervento di riabilitazione, in particolare il rifacimento dello strato superficiale di usura.

La procedura utilizzata prevede che dopo l'esecuzione del rifacimento dello strato superficiale in conglomerato bituminoso, si valuti, in parallelo, il degrado si verifica negli strati nuovi, e il degrado si verifica negli strati esistenti.

L'esecuzione del rifacimento di uno strato superficiale può essere visto come un ripristino delle condizioni iniziali, in termini di aderenza, irregolarità e degrado delle caratteristiche visco-elastiche dello strato in conglomerato bituminoso. Pertanto all'atto della ricostruzione risulta necessario registrare il danno cumulato a fatica e l'entità delle deformazioni permanenti avvenute negli strati esistenti non rimossi (che indicheremo con  $RD_{ri}(m)$ , se  $i$  rappresenta lo strato). Si procede quindi alla valutazione del degrado delle caratteristiche visco-elastiche negli strati in conglomerato bituminoso esistenti ed al ripristino delle caratteristiche iniziali sul nuovo strato realizzato. La conoscenza delle caratteristiche visco-elastiche nei diversi strati della pavimentazione, permette di poter valutare lo stato tenso-deformativo nella pavimentazione costituita dallo strato superficiale nuovo e dagli strati sottostanti esistenti. Attraverso la conoscenza della risposta primaria della pavimentazione è poi possibile calcolare per il nuovo strato sia il danno cumulato a fatica in ciascun anno  $m$  del periodo residuo che l'entità della deformazione permanente che si verifica nello stesso periodo (che indicheremo con  $RD_s(m)$ ); per gli strati esistenti sarà invece possibile valutare l'evoluzione del danno cumulato a fatica, che l'incremento di deformazione permanente in ciascun anno  $m$  del periodo residuo dato dalla differenza  $RD_i(m) - RD_{ri}(m)$ , dove con  $RD_i(m)$  si è indicata la deformazione permanente all'anno  $m$  per lo strato  $i$ -esimo.

Pertanto il degrado totale, in termini di deformazioni permanenti, verificatosi all'anno  $m$  dopo l'intervento di riabilitazione sarà dato dalla seguente relazione:

$$RD_T(m) = RD_s(m) + \sum_i [RD_i(m) - RD_{ri}(m)]$$

Allo step successivo il valore della deformazione permanente totale andrà ad aggiornare le quote del profilo longitudinale sul quale verrà poi calcolata la nuova irregolarità, mentre in funzione del danno cumulato a fatica, valutato sia per gli strati nuovi che per quelli esistenti, verranno apportate delle riduzioni alle caratteristiche viscoso reversibili degli strati in conglomerato bituminoso così come si è già discusso nel paragrafo 2.7.1.1.



## **CAPITOLO 3**

### **3. SIMULAZIONI NUMERICHE**

#### **3.1 Introduzione**

Il modello sviluppato è stato implementato in un codice di calcolo che restituisce l'evoluzione del degrado, in termini di deformazione permanente, danno cumulato a fatica ed irregolarità longitudinale durante la vita utile di una sovrastruttura.

Sono state quindi condotte due gruppi di simulazioni numeriche. Le prime, descritte nel paragrafo 3.2, sono state compiute per dimostrare come la valutazione del regime termico negli strati della pavimentazione e la caratterizzazione dei materiali costituenti la stessa abbiano una notevole influenza sulla previsione del degrado di una sovrastruttura stradale. Le seconde, descritte nel paragrafo 3.3, sono state condotte per mostrare i benefici indotti da un eventuale intervento di manutenzione sulla pavimentazione, quale ad esempio il rifacimento del primo strato superficiale.

#### **3.2 Influenza delle condizioni termiche e della caratterizzazione dei materiali sull'evoluzione del degrado**

La pavimentazione analizzata è di tipo flessibile, la cui configurazione è stata presa dal catalogo delle pavimentazioni stradali (CNR 1995), ed è costituita da due corsie per senso di marcia con elevati volumi di traffico (Tabella 14).

Le condizioni climatiche usate nella simulazione sono quelle relative all'Italia meridionale, ed il regime termico è stato calcolato sia per le condizioni medie che per periodi termici di ampiezza 3 ore.

Il tratto stradale analizzato è relativo ad un tratto di lunghezza pari a 35 m, diviso in circa 116 sezioni (equidistanti 0.30 m), ed il profilo iniziale è caratterizzato da una irregolarità espressa da un indice IRI di circa 1.0 m/Km. Nella simulazione condotta l'aggiornamento del profilo avviene ogni tre mesi.

La simulazione si conclude quando il danno cumulato a fatica raggiunge l'unità ovvero quando la pavimentazione va fuori servizio per problemi di fessurazione.

I dati di input generali utilizzati nella simulazione sono riportati nella tabella seguente.

Altezze Strati della Pavimentazione [mm]				
Usura (BC)	Collegamento (BC)	Base (BC)	1° Strato Sottofondo	2° Strato di Sottofondo
50	60	130	200	$\infty$
Dati di Traffico				
Tipo di strada	Velocità media	TGM [veh./gg]	Incremento annuo [%]	% veicoli pesanti
Due corsie per senso di marcia	80 (Km/h)	15000	1.0	15

Tabella 14 : Dati di input per le simulazioni

Le deformazioni permanenti nei materiali granulari sono state valutate utilizzando i modelli proposti da Veverka (eq. (2-41)) , Poute (eq. (2-42)) e Zhang e Macdonald (eq. (2-43)), così come riportato nel paragrafo 2.8.2.1. I loro effetti sull'evoluzione della irregolarità vengono mostrati nella Figura 39 per il regime termico calcolato in condizioni medie e nella Figura 42 per il regime termico calcolato in periodi termici di ampiezza 3 ore. Gli stessi effetti valutati in termini di evoluzione della profondità media delle ormaie e della deviazione standard della profondità dell'ormaia vengono riportati in Figura 40 e Figura 41 per le condizioni termiche medie e in Figura 43 e Figura 44 per i periodi termici di 3 ore.

In Figura 45, Figura 46 e Figura 47 vengono confrontati i valori delle deformazioni permanenti per i diversi materiali costituenti la pavimentazione ottenuti considerando i periodi termici di 3 ore.

In Figura 48 vengono mostrate le differenze in termini di evoluzione del danno cumulato a fatica che si ottengono valutando il regime termico nei due modi sopra citati.

Infine la Figura 49 mostra l'evoluzione del profilo longitudinale iniziale durante la vita utile della sovrastruttura.

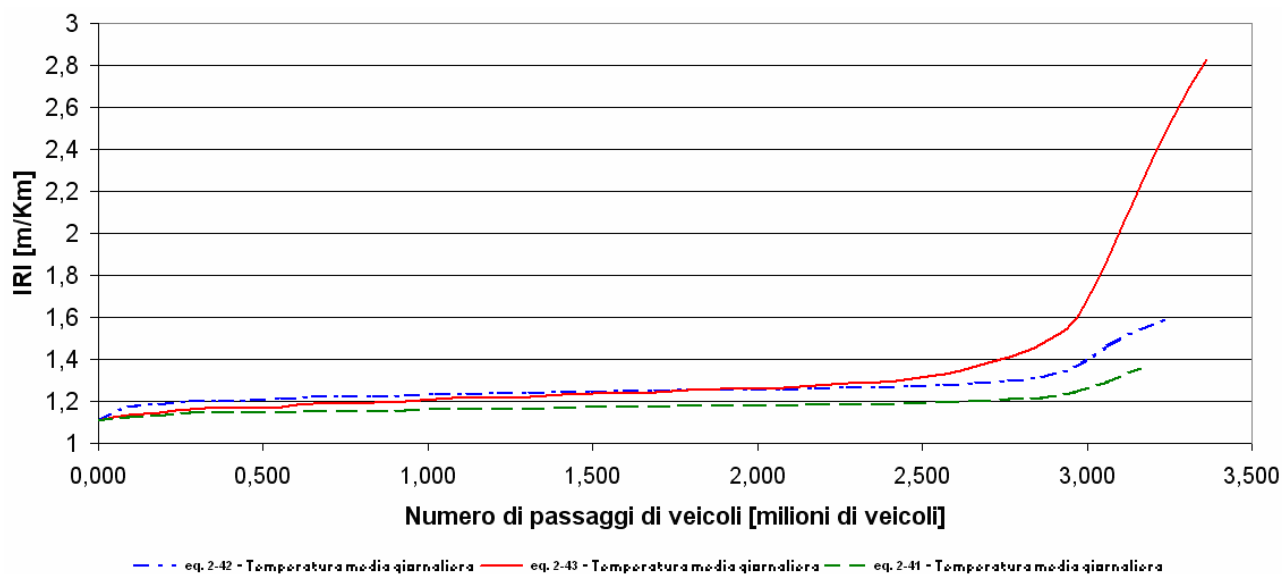


Figura 39 – Evoluzione dell'IRI in funzione del numero di passaggi con i modelli di deformazione permanente impiegati per le condizioni termiche medie

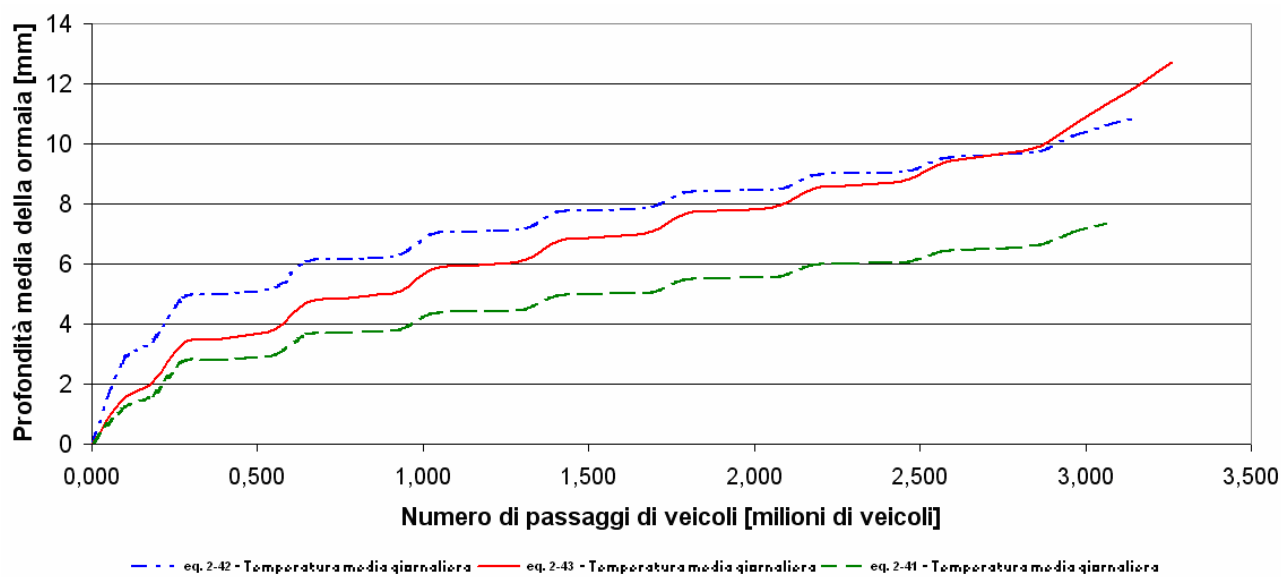


Figura 40 – Evoluzione della deformazione permanente media in funzione del numero passaggi con i modelli di deformazione permanente impiegati per le condizioni termiche medie

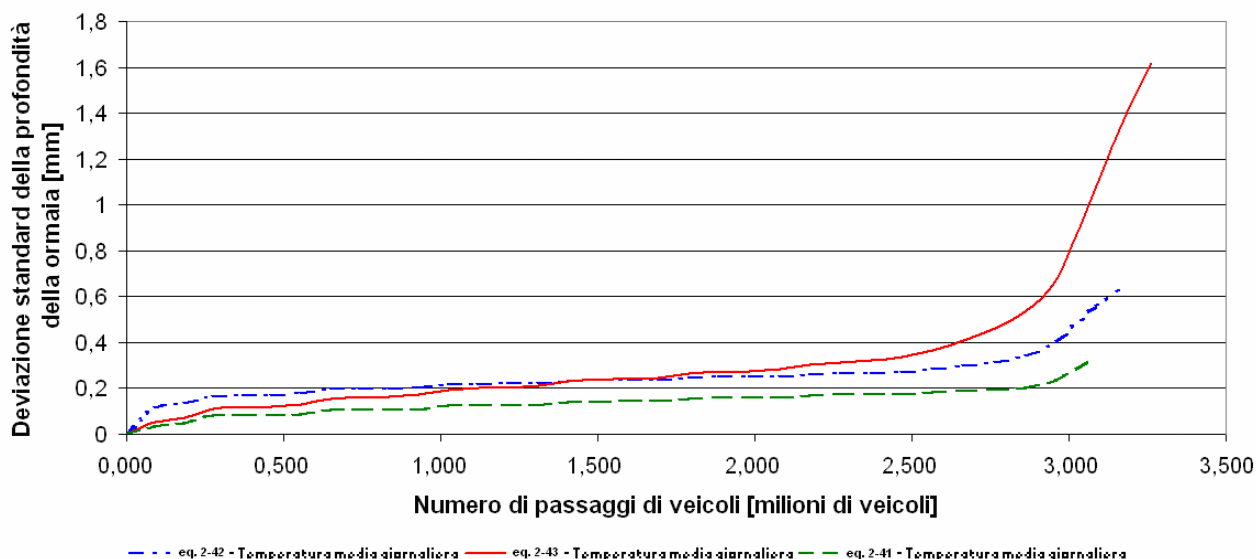


Figura 41 – Deviazione standard della profondità delle ormaie in funzione del numero di passaggi con i modelli di deformazione permanente impiegati per le condizioni termiche medie

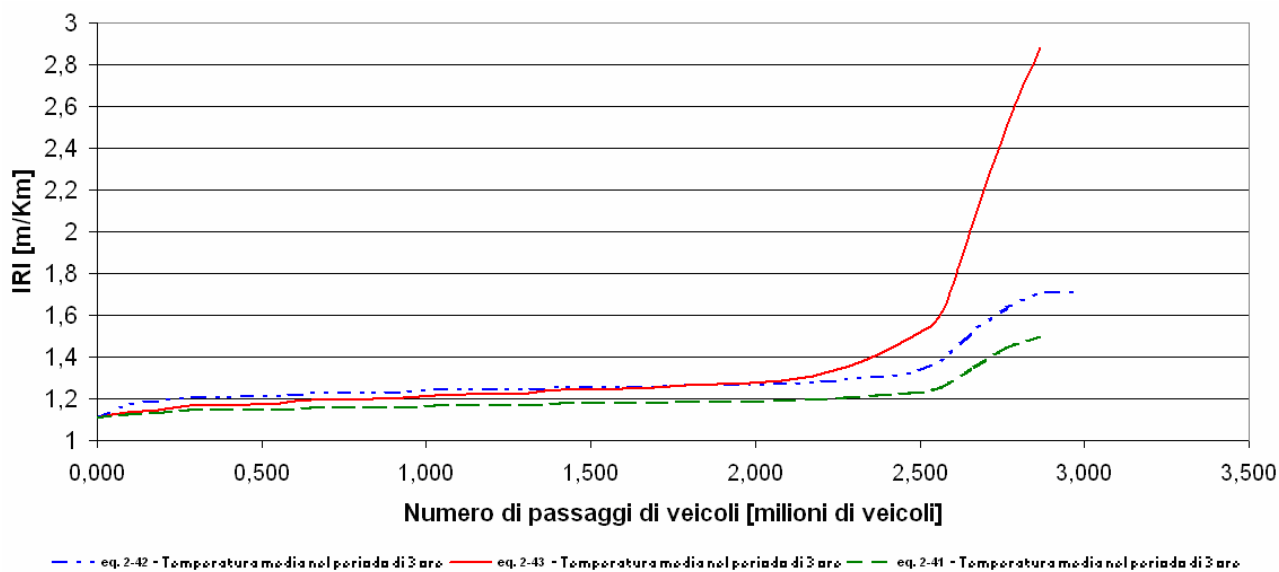


Figura 42 – Evoluzione dell'IRI in funzione del numero di passaggi con i modelli di deformazione permanente impiegati per le condizioni termiche in periodi di 3 ore

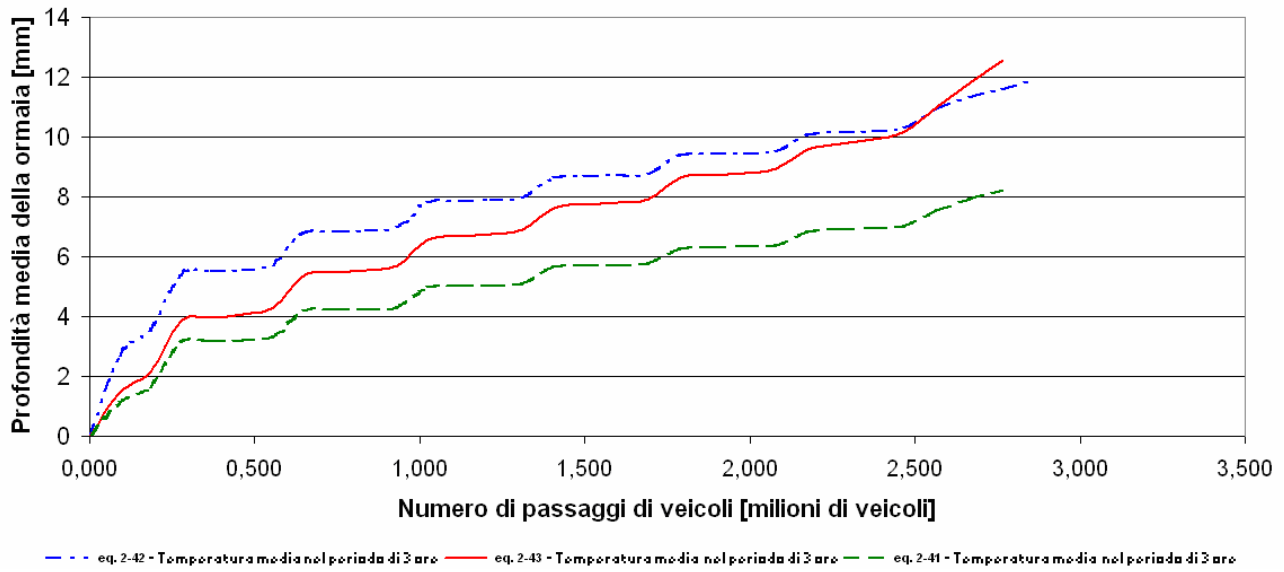


Figura 43 – Evoluzione della deformazione permanente media in funzione del numero passaggi con i modelli di deformazione permanente impiegati per le condizioni termiche in periodi di 3 ore

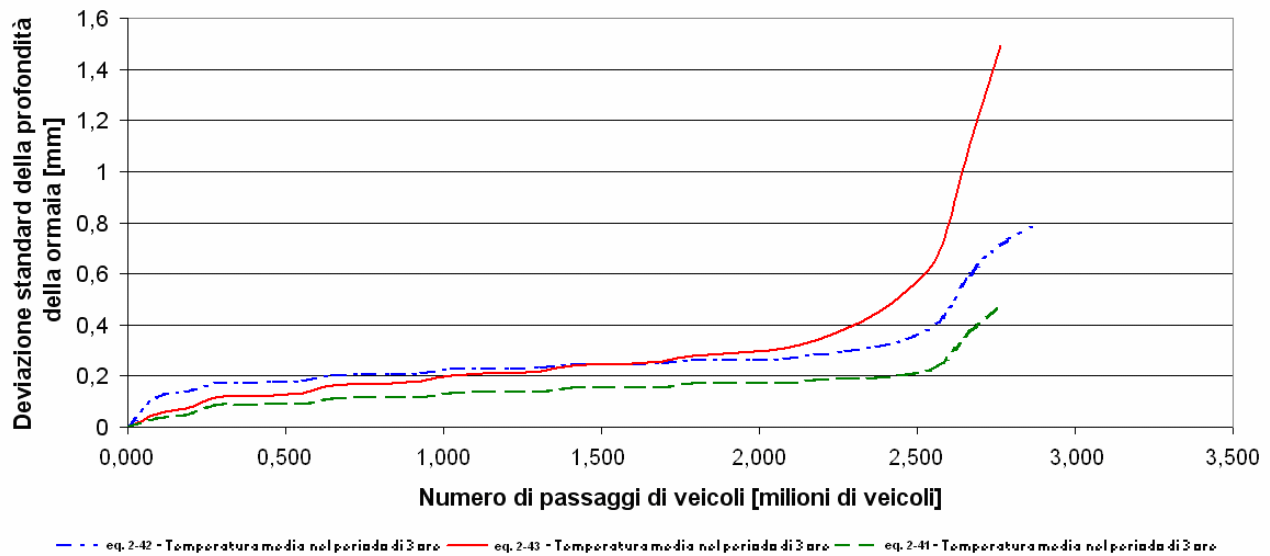


Figura 44 – Deviazione standard della profondità delle ormaie in funzione del numero di passaggi con i modelli di deformazione permanente impiegati per le condizioni termiche in periodi di 3 ore

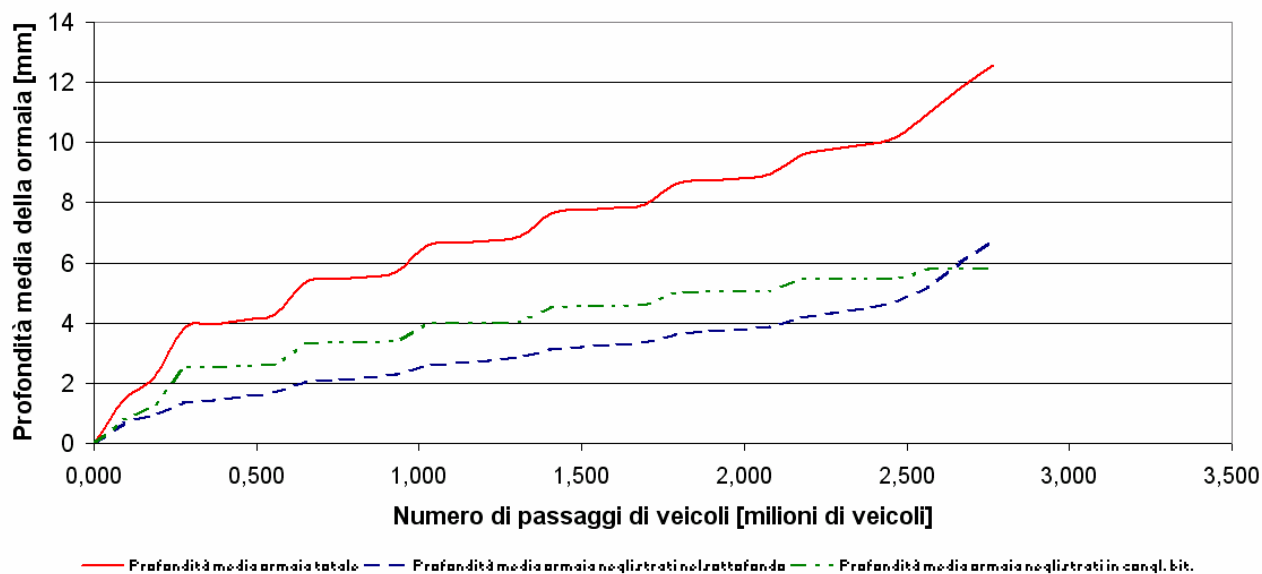


Figura 45 – Deformazione permanente media degli strati in conglomerato bituminoso e sottofondo in funzione del numero di passaggi per le condizioni termiche in periodi di 3 ore con il modello di deformazione permanente dell'equazione (2-43)

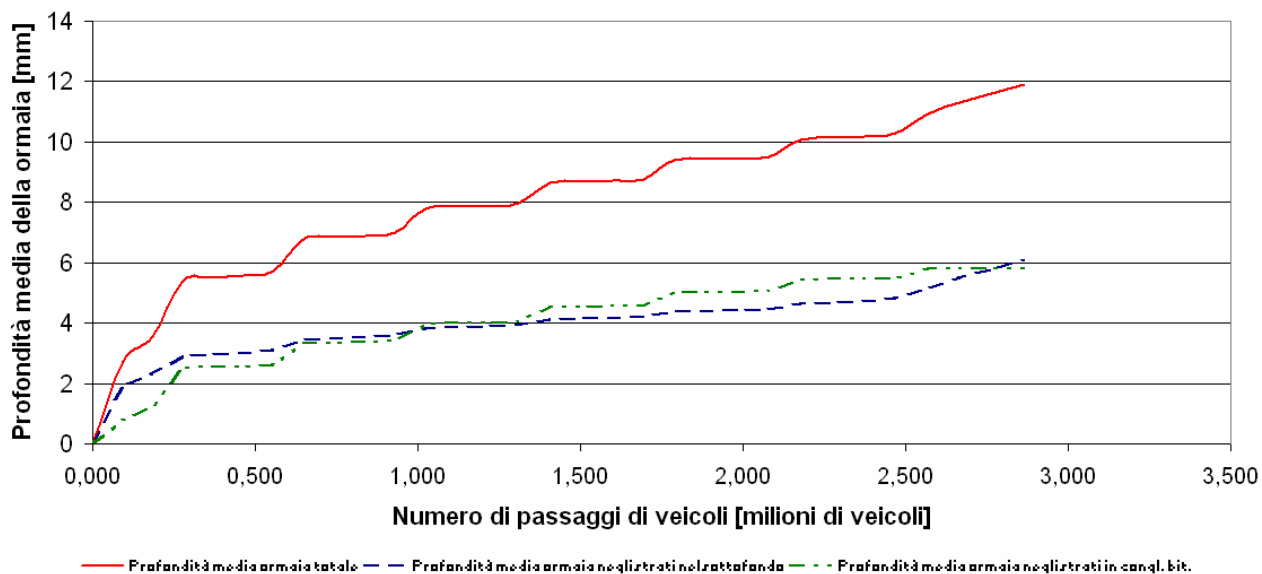


Figura 46 – Deformazione permanente media degli strati in conglomerato bituminoso e sottofondo in funzione del numero di passaggi per le condizioni termiche in periodi di 3 ore con il modello di deformazione permanente dell'equazione (2-42)

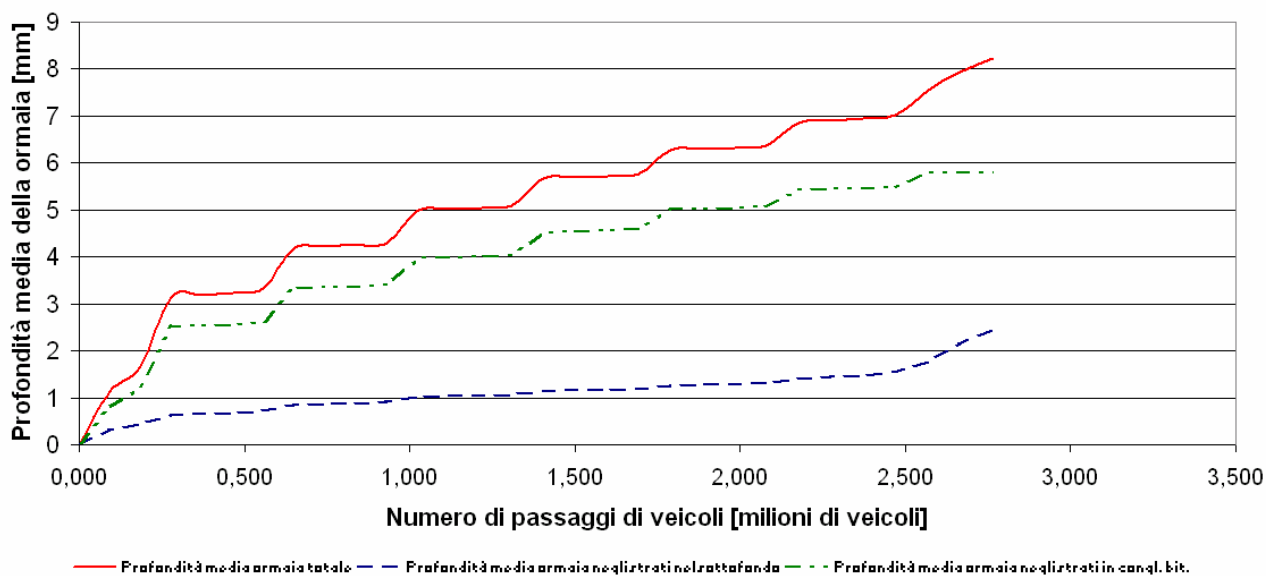


Figura 47 – Deformazione permanente media degli strati in conglomerato bituminoso e sottofondo in funzione del numero di passaggi per le condizioni termiche in periodi di 3 ore con il modello di deformazione permanente dell' equazione (2-41)

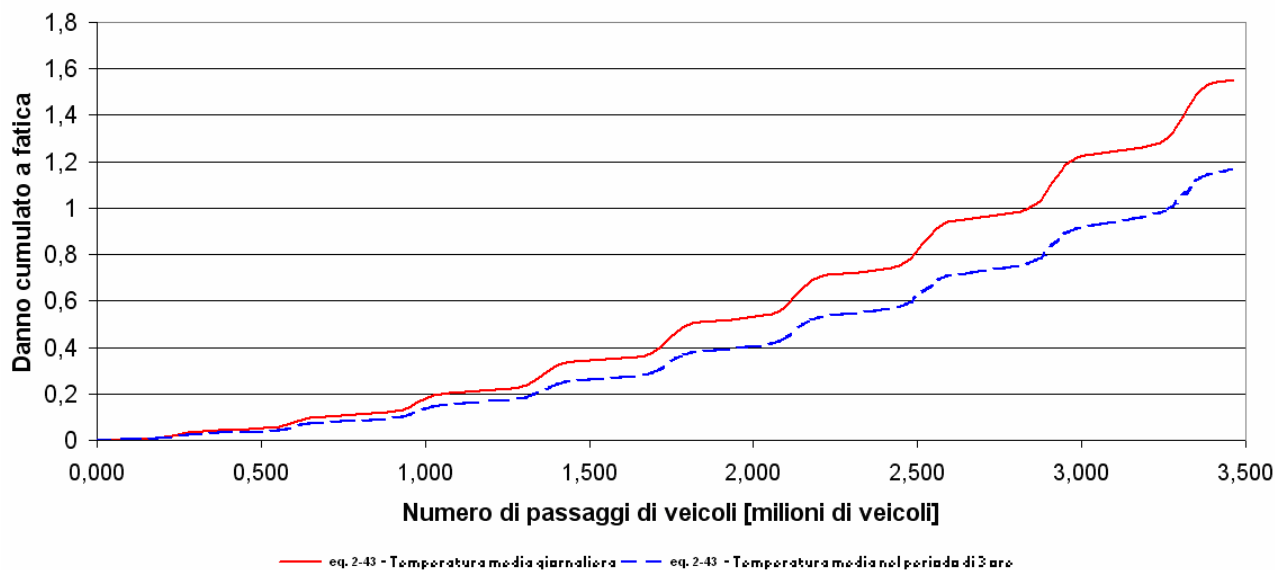


Figura 48 – Danno cumulato a fatica in funzione del numero di passaggi per le condizioni termiche in periodi di 3 ore

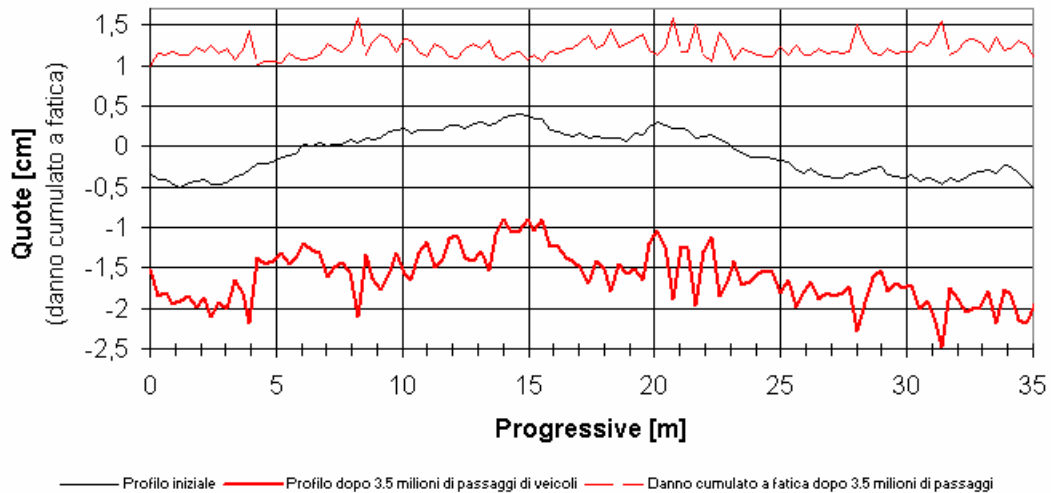


Figura 49 – Esempio (tratto di 35 m) dell'evoluzione del profilo calcolato con il modello di simulazione (modello di deformazione permanente dell'equazione (2-43) e per le condizioni termiche in periodi di 3 ore)

I risultati ottenuti nel corso di queste simulazioni, evidenziano che:

- L'evoluzione dell'IRI è notevolmente influenzata dal modello adottato per valutare le deformazioni permanenti nei materiali granulari; in particolare i modelli rappresentati dalle equazioni (2-41) e (2-42) mostrano un lieve incremento della irregolarità della pavimentazione durante la sua vita utile. Questo può essere spiegato dal fatto che i parametri del modello utilizzati nelle simulazioni sono derivati da materiali granulari aventi un'alta percentuale di aggregato grossolano, che quindi non corrispondono ai materiali che usualmente si utilizzano nelle costruzioni stradali. Comunque il valore dell'IRI finale che, in accordo con le relazioni che verranno riportate nel seguito, può corrispondere, nel peggiore dei casi, ad un valore del PSI di  $3.7 \div 3.2$ , e comunque ben superiore al suo valore finale, sembra indicare che, a meno che non si considerino fenomeni di degrado aggiuntivi (quali sono la variazione del contenuto di umidità indotta dalla percolazione dell'acqua all'interno delle fessure che si vengono a creare), questi modelli possono non essere adatti a descrivere l'evoluzione della irregolarità che realmente si osserva nelle pavimentazioni stradali;
- Il massimo valore dell'IRI ottenuto alla fine della vita utile della pavimentazione (i.e. danno cumulato a fatica = 1, vedere Figura 48), risulta uguale a 2.9 m/km in accordo con quello stimato dal metodo AASHTO ( $PSI \approx 5 \cdot e^{-0.26 \cdot IRI} = 2.35$  o  $PSI \approx 5 \cdot e^{-\left(\frac{IRI}{5.5}\right)} = 2.95$ , Smith K.L et al. 1997);
- La deformazione permanente nel sottofondo rappresenta circa il 31÷56% della deformazione permanente totale alla fine della vita utile (vedere Figura 45 e Figura 47).



### 3.3 Influenza sull'evoluzione del degrado della realizzazione di un intervento di riabilitazione

La pavimentazione presa in esame è sempre di tipo flessibile, la cui configurazione è stata presa dal catalogo delle pavimentazioni stradali (CNR 1995), ed è costituita da due corsie per senso di marcia con elevati volumi di traffico (Tabella 14).

In questa simulazione si sono considerate le condizioni climatiche relative all'Italia meridionale, ed il regime termico è stato calcolato con i periodi termici di ampiezza 3 ore.

Come per la precedente simulazione, il tratto stradale analizzato è relativo ad un tratto di lunghezza pari a 35 m, diviso in circa 116 sezioni (equidistanti 0.30 m), ed il profilo iniziale è caratterizzato da una irregolarità espressa da un indice IRI di circa 1.0 m/Km. L'aggiornamento del profilo avviene ogni tre mesi.

I dati di input generali utilizzati nel corso di questa simulazione sono riportati nella tabella seguente.

Altezze Strati della Pavimentazione [mm]				
Usura (BC)	Collegamento (BC)	Base (BC)	Fondazione	Strato di Sottofondo
50	70	220	150	$\infty$
Dati di Traffico				
Tipo di strada	Velocità media	TGM [veh./gg]	Incremento annuo [%]	% veicoli pesanti
Due corsie per senso di marcia	90 (Km/h)	30000	2.0	16

Tabella 15 : Dati di input per le simulazioni

Per valutare il numero di ripetizioni di carico che producono la fessurazione negli strati in conglomerato bituminoso si è utilizzato il criterio proposto dall'AASHTO2000 così come riportato nel paragrafo 2.7.1.1.

Le deformazioni permanenti nei materiali granulari sono state valutate utilizzando il modello proposto da Zhang e Macdonald (eq. (2-43)), così come riportato nel paragrafo 2.8.2.1.

Si è scelto di attivare l'intervento di riabilitazione quando il valore dell'IRI risulta essere maggiore

di 2.3 m/Km ( $PSI \approx 5 \cdot e^{-0.26 \cdot IRI} = 2.75$  o  $PSI \approx 5 \cdot e^{-\left(\frac{IRI}{5.5}\right)} = 3.3$ ).

I risultati ottenuti sono riassunti nelle seguenti figure. In Figura 50 viene mostrato quale è l'effetto che un intervento di riabilitazione può portare in termini di evoluzione della irregolarità. Da questa è possibile notare come effettuando un intervento di rifacimento dello strato superficiale è possibile ripristinare i valori dell'irregolarità iniziale, ma che comunque i benefici indotti dall'attivazione di un tale intervento possono ritenersi a breve termine, in quanto la velocità di crescita dell'evoluzione della irregolarità si mantiene comunque elevata.

In Figura 51 e Figura 52 vengono riportate l'evoluzione delle deformazioni permanenti in due sezioni del profilo longitudinale. Anche da queste è possibile notare come il rifacimento di un solo strato superficiale porti ad una temporanea riduzione del livello di ormaimento. Ciò è dovuto sostanzialmente al fatto che anche se viene ricostruito lo strato superficiale, le caratteristiche viscoelastiche degli strati in conglomerato bituminoso sottostanti rimangono comunque alterate per effetto della propagazione delle fessure dagli strati più profondi a quelli superficiali.

Questo porta a pensare che per ottenere un miglioramento a lungo termine delle condizioni di irregolarità, sarebbe opportuno prevedere interventi più onerosi, quali ad esempio una ricostruzione parziale.

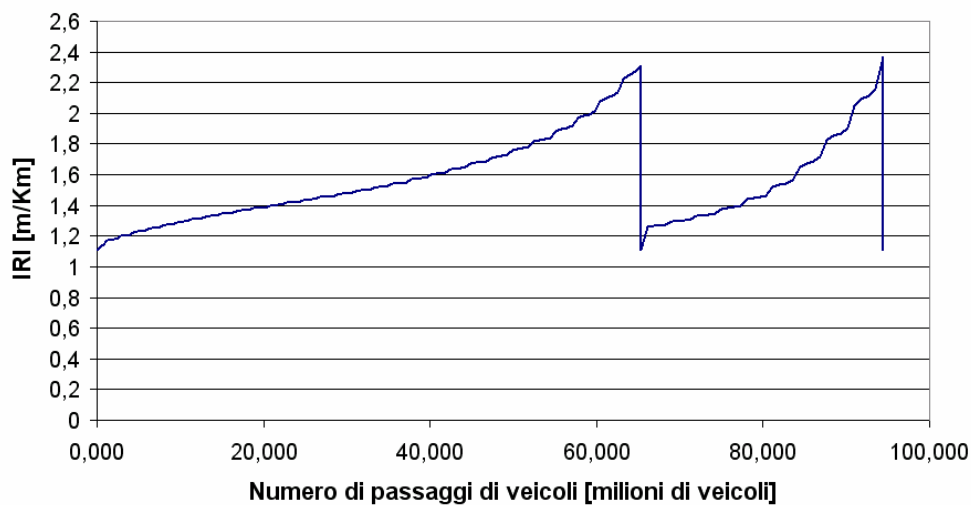


Figura 50 - Evoluzione dell'indice IRI in funzione del numero di passaggi per le condizioni termiche in periodi di 3 ore

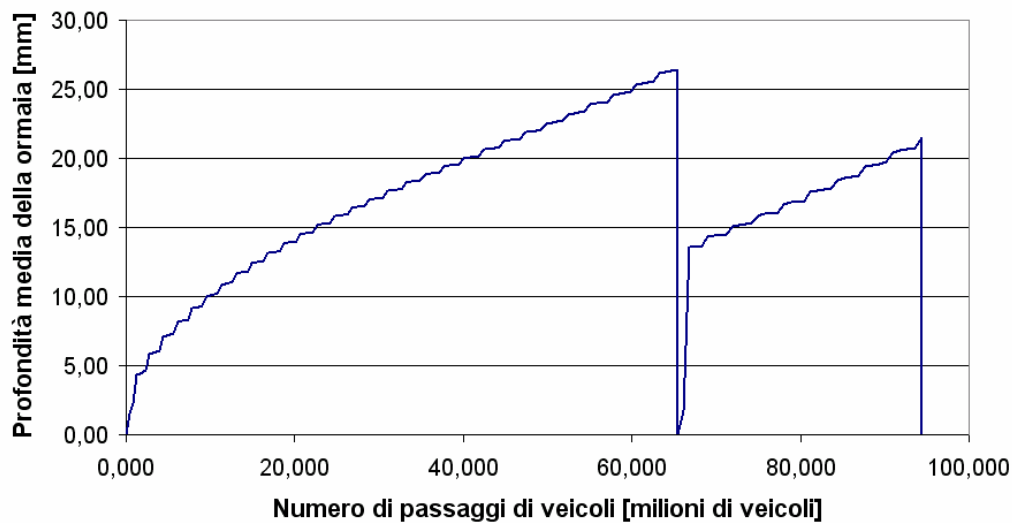


Figura 51 - Evoluzione della deformazione permanente media in funzione del numero passaggi per le condizioni termiche in periodi di 3 ore

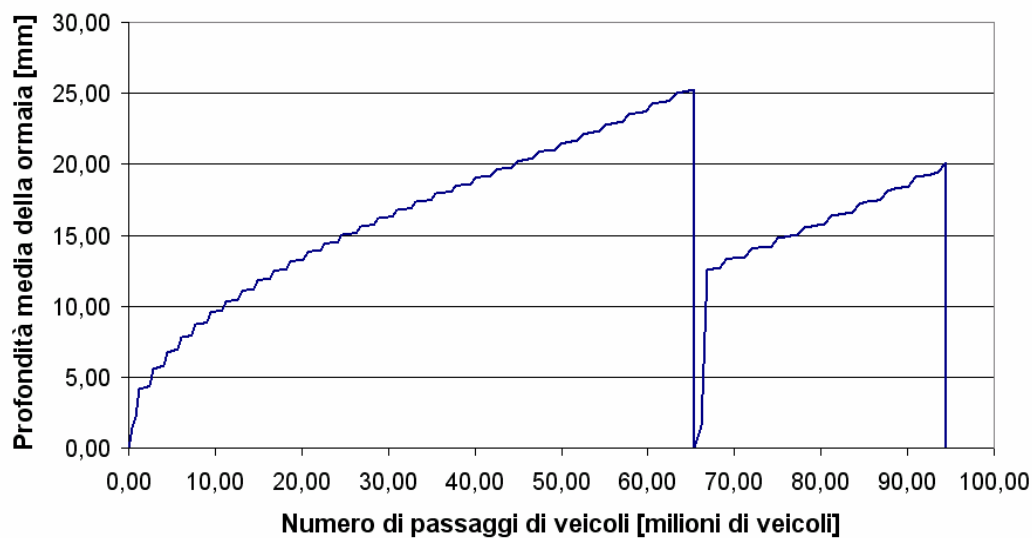


Figura 52 - Evoluzione della deformazione permanente media in funzione del numero passaggi per le condizioni termiche in periodi di 3 ore

## CONCLUSIONI

L'obiettivo di questa tesi è stato quello di dimostrare che i modelli di degrado possono essere sviluppati seguendo un approccio di tipo meccanicistico.

Pertanto è stato presentato un modello capace di ottenere semplici leggi di degrado, in termini di irregolarità e di ormaiamento, per una determinata configurazione di pavimentazione in qualsiasi condizione climatica, purché le proprietà dei materiali e le condizioni di traffico siano conosciute.

Le curve di evoluzione della irregolarità e dell'ormaiamento ottenute, possono essere facilmente implementate in piano della manutenzione anziché ricorrere ai modelli di degrado empirici più generici.

I risultati di questo studio sembrano indicare che:

- L'andamento delle temperature nell'arco della giornata giocano un ruolo molto importante nella evoluzione della irregolarità superficiale e dell'ormaiamento nelle pavimentazioni di tipo flessibile;
- Le leggi di deformazione permanente nei materiali granulari hanno un ruolo fondamentale nella corretta valutazione dell'evoluzione della irregolarità;
- L'attivazione di un intervento di riabilitazione è sicuramente vantaggioso per quanto concerne l'evoluzione del degrado.

Futuri miglioramenti nella struttura del modello potranno essere:

- Implementare un modello più accurato per simulare gli effetti delle variazioni del contenuto di umidità legato al numero medio di giorni piovosi;
- Esaminare l'applicabilità del modello ad altri processi di riabilitazione di una pavimentazione (rifacimento parziale o totale, rafforzamento) per valutare l'evoluzione della irregolarità e dell'ormaiamento dopo l'intervento e valutare di diversi benefici indotti.

## APPENDICE A

### A.1 Derivazioni delle equazioni di equilibrio

Dalle eq. (2-64), è possibile ricavare le tensioni e spostamenti elementari:

$$\begin{aligned}
 \sigma_z^* &= -J_0(\alpha r) \left\{ [A - C(1 - 2\nu - \alpha z)]e^{\alpha z} - [B + D(1 - 2\nu + \alpha z)]e^{-\alpha z} \right\} \\
 \sigma_r^* &= 2\nu J_0(\alpha r)(Ce^{\alpha z} + De^{-\alpha z}) + \left( J_0(\alpha r) - \frac{J_1(\alpha r)}{\alpha r} \right) \left\{ [A + C(1 + \alpha z)]e^{\alpha z} - [B - D(1 - \alpha z)]e^{-\alpha z} \right\} \\
 \sigma_t^* &= 2\nu J_0(\alpha r)(Ce^{\alpha z} + De^{-\alpha z}) + \frac{J_1(\alpha r)}{\alpha r} \left\{ [A + C(1 + \alpha z)]e^{\alpha z} - [B - D(1 - \alpha z)]e^{-\alpha z} \right\} \\
 \tau_{zr}^* &= J_1(\alpha r) \left\{ [A + C(2\nu + \alpha z)]e^{\alpha z} + [B - D(2\nu - \alpha z)]e^{-\alpha z} \right\} \\
 w^* &= -\frac{1 + \nu}{E} \frac{J_0(\alpha r)}{\alpha} \left\{ [A - C(2 - 4\nu - \alpha z)]e^{\alpha z} + [B + D(2 - 4\nu + \alpha z)]e^{-\alpha z} \right\} \\
 u^* &= \frac{1 + \nu}{E} \frac{J_1(\alpha r)}{\alpha} \left\{ [A + C(1 + \alpha z)]e^{\alpha z} - [B - D(1 - \alpha z)]e^{-\alpha z} \right\}
 \end{aligned} \tag{A-1}$$

Numerando gli strati in maniera crescente dalla superficie (interfaccia 0), su cui è applicato un carico uniformemente distribuito su un'area circolare e una tensione tangenziale nulla, all'ultimo strato (sottofondo), e considerando l'asse  $z$  rivolto verso il basso con origine sulla superficie (interfaccia 0), le equazioni di equilibrio scritte sulla superficie sono:

$$\begin{aligned}
 \sigma_z \text{ (tensione verticale)} & \begin{pmatrix} -1 & 1 & (1 - 2\nu_1) & (1 - 2\nu_1) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ D_1 \end{pmatrix} \\
 \tau_{zr} \text{ (tensione da taglio)} & \begin{pmatrix} 1 & 1 & 2\nu_1 & -2\nu_1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ D_1 \end{pmatrix}
 \end{aligned} = \begin{pmatrix} -1 \\ 0 \end{pmatrix}$$

ovvero:

$$\begin{pmatrix} 1 & -1 & -(1-2\nu_1) & -(1-2\nu_1) \\ 1 & 1 & 2\nu_1 & -2\nu_1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ D_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (\text{A-2})$$

Nel caso di due strati perfettamente aderenti sull'interfaccia, le condizioni al contorno sono determinate imponendo l'equilibrio e la continuità sull'interfaccia, ovvero considerando che, per i due strati a contatto, le tensioni e deformazioni devono essere uguali. Pertanto, nelle equazioni elementari i valori delle coordinate  $z$  sono ora sostituiti dallo spessore dello strato  $h_i$ , dove con  $i$  si è indicata l' $i$ -esimo strato. Le equazioni di equilibrio possono essere scritte nel seguente modo:

$$\begin{matrix} \sigma_z \text{ (tensione verticale)} \\ \tau_{zr} \text{ (taglio)} \\ w \text{ (spostamento verticale)} \\ u \text{ (spostamento radiale)} \end{matrix} \begin{pmatrix} e^{\alpha h_i} & -e^{-\alpha h_i} & -(1-2\nu_i - \alpha h_i)e^{\alpha h_i} & -(1-2\nu_i + \alpha h_i)e^{-\alpha h_i} \\ e^{\alpha h_i} & e^{-\alpha h_i} & (2\nu_i + \alpha h_i)e^{\alpha h_i} & -(2\nu_i - \alpha h_i)e^{-\alpha h_i} \\ e^{\alpha h_i} & e^{-\alpha h_i} & -(2-4\nu_i - \alpha h_i)e^{\alpha h_i} & (2-4\nu_i + \alpha h_i)e^{-\alpha h_i} \\ e^{\alpha h_i} & -e^{-\alpha h_i} & (1 + \alpha h_i)e^{\alpha h_i} & (1 - \alpha h_i)e^{-\alpha h_i} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_i \\ B_i \\ C_i \\ D_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & -1 & -(1-2\nu_{i+1}) & -(1-2\nu_{i+1}) \\ 1 & 1 & 2\nu_{i+1} & -2\nu_{i+1} \\ R_i & R_i & -(2-4\nu_{i+1})R_i & (2-4\nu_{i+1})R_i \\ R_i & -R_i & R_i & R_i \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_{i+1} \\ B_{i+1} \\ C_{i+1} \\ D_{i+1} \end{pmatrix} \quad (\text{A-3})$$

dove:

$$R_i = \frac{1 + \nu_{i+1}}{1 + \nu_i} \frac{E_i}{E_{i+1}}$$

$E_i$  è il modulo di *Young* per lo strato  $i$

$\nu_i$  = rapporto di *Poisson* per lo strato  $i$

## A.2 Derivazione delle equazioni di equilibrio nel caso di aderenza non perfetta

Nel caso in cui gli strati siano non perfettamente aderenti, gli scorrimenti orizzontali fra i due strati possono essere valutati considerando che una serie di molle distribuite uniformemente sull'interfaccia uniscano i due strati a contatto (Figura 53). Le molle, pertanto, imprimono una componente di taglio uniformemente distribuita sull'interfaccia pari a:

$$\tau_i = k_i(u_i - u_{i+1}) \quad (\text{A-4})$$

con:

$\tau_i$  = taglio sull'interfaccia tra gli strati  $i$  e  $i+1$

$(u_i - u_{i+1})$  = spostamento radiale relativo

$K_i$  = rigidezza della molla

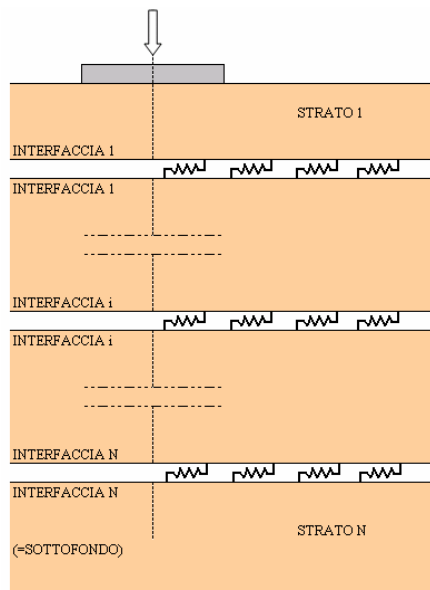


Figura 53 – Schematizzazione delle condizioni di aderenza fra gli strati

Per ridurre la complessità computazionale, viene applicata la seguente semplificazione, introducendo il seguente parametro:

$$k_i = \frac{l_i}{1 - l_i}$$

e ponendo:

$$(1 - l_i)\tau_i = l_i(u_i - u_{i+1}) \quad (\text{A-5})$$

Per strati caratterizzati da aderenza perfetta,  $k_i = \infty$ ,  $l_i = 1$  e  $u_i = u_{i+1}$ , mentre per strati completamente scorrevoli,  $k_i = 0$ ,  $l_i = 0$  e  $\tau_i = 0$ .

Ricordando le espressioni delle equazioni elementari per la tensione e lo spostamento radiale:

$$\begin{aligned}\tau_{rz}^* &= J_1(\alpha r) \{ [A + C(2\nu + \alpha z)] e^{\alpha z} + [B - D(2\nu - \alpha z)] e^{-\alpha z} \} \\ u^* &= \frac{1+\nu}{E} \frac{J_1(\alpha r)}{\alpha} \{ [A + C(1 + \alpha z)] e^{\alpha z} - [B - D(1 - \alpha z)] e^{-\alpha z} \}\end{aligned}\quad (\text{A-6})$$

e usando le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}(1-l_i)\tau_i &= l_i(u_i - u_{i+1}), \\ (1-l_i)\tau_i - l_i u_i &= -l_i u_{i+1}\end{aligned}$$

ponendo:

$$z = h_i \text{ per lo strato } i$$

$$z = 0 \text{ per lo strato } i+1$$

si ottiene:

$$\begin{aligned}& (1-l_i)J_1(\alpha r) \{ [A_i + C_i(2\nu_i + \alpha h_i)] e^{\alpha h_i} + [B_i - D_i(2\nu_i - \alpha h_i)] e^{-\alpha h_i} \} \\ & - \frac{(1+\nu_i)l_i}{E_i} \frac{J_1(\alpha r)}{\alpha} \{ [A_i + C_i(1 + \alpha h_i)] e^{\alpha h_i} - [B_i - D_i(1 - \alpha h_i)] e^{-\alpha h_i} \} \\ & = - \frac{(1+\nu_{i+1})l_i}{E_{i+1}} \frac{J_1(\alpha r)}{\alpha} \{ A_{i+1} + C_{i+1} - B_{i+1} + D_{i+1} \}\end{aligned}$$

Moltiplicando per  $\frac{\alpha E_i}{(1+\nu_i)}$  ed eliminando  $J_1(\alpha r)$  si ottiene:

$$\begin{aligned}& \frac{\alpha E_i(1-l_i)}{(1+\nu_i)} \{ [A_i + C_i(2\nu_i + \alpha h_i)] e^{\alpha h_i} + [B_i - D_i(2\nu_i - \alpha h_i)] e^{-\alpha h_i} \} \\ & - l_i \{ [A_i + C_i(1 + \alpha h_i)] e^{\alpha h_i} - [B_i - D_i(1 - \alpha h_i)] e^{-\alpha h_i} \} \\ & = - \frac{(1+\nu_{i+1})E_i l_i}{(1+\nu_i)E_{i+1}} \{ A_{i+1} + C_{i+1} - B_{i+1} + D_{i+1} \}\end{aligned}$$

Ponendo  $G_i = \frac{E_i(1-l_i)}{(1+\nu_i)}$  e  $R_i = \frac{(1+\nu_{i+1})E_i}{(1+\nu_i)E_{i+1}}$ , e riordinando l'equazione si ha:

$$\begin{aligned}& \alpha G_i \{ [A_i + C_i(2\nu_i + \alpha h_i)] e^{\alpha h_i} + [B_i - D_i(2\nu_i - \alpha h_i)] e^{-\alpha h_i} \} \\ & - l_i \{ [A_i + C_i(1 + \alpha h_i)] e^{\alpha h_i} - [B_i - D_i(1 - \alpha h_i)] e^{-\alpha h_i} \} \\ & = -R_i l_i \{ A_{i+1} + C_{i+1} - B_{i+1} + D_{i+1} \}\end{aligned}$$



Sostituendo l'equazione di continuità dello spostamento radiale con questa nuova equazione di equilibrio della molla, si ottiene il seguente sistema di equazioni:

$$\begin{matrix} \sigma_z \\ \tau_{zr} \\ w \\ \tau_{zr} \text{ vs. } u \end{matrix} \begin{pmatrix} e^{\alpha h_i} & -e^{-\alpha h_i} & -(1-2\nu_i - \alpha h_i)e^{\alpha h_i} & -(1-2\nu_i + \alpha h_i)e^{-\alpha h_i} \\ e^{\alpha h_i} & e^{-\alpha h_i} & (2\nu_i + \alpha h_i)e^{\alpha h_i} & -(2\nu_i - \alpha h_i)e^{-\alpha h_i} \\ e^{\alpha h_i} & e^{-\alpha h_i} & -(2-4\nu_i - \alpha h_i)e^{\alpha h_i} & (2-4\nu_i + \alpha h_i)e^{-\alpha h_i} \\ (\alpha G_i - l_i)e^{\alpha h_i} & (\alpha G_i + l_i)e^{-\alpha h_i} & \begin{pmatrix} \alpha G_i (2\nu_i + \alpha h_i) \\ -(1 + \alpha h_i)l_i \end{pmatrix} e^{\alpha h_i} & \begin{pmatrix} -\alpha G_i (2\nu_i - \alpha h_i) \\ -(1 - \alpha h_i)l_i \end{pmatrix} e^{-\alpha h_i} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_i \\ B_i \\ C_i \\ D_i \end{pmatrix} = \quad (A-7)$$

$$\begin{pmatrix} 1 & -1 & -(1-2\nu_{i+1}) & -(1-2\nu_{i+1}) \\ 1 & 1 & 2\nu_{i+1} & -2\nu_{i+1} \\ R_i & R_i & -(2-4\nu_{i+1})R_i & (2-4\nu_{i+1})R_i \\ -R_i l_i & R_i l_i & -R_i l_i & -R_i l_i \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_{i+1} \\ B_{i+1} \\ C_{i+1} \\ D_{i+1} \end{pmatrix}$$

Per uno stato di sottofondo di profondità infinita (semispazio), le costanti  $A_N$  e  $C_N$  sono nulle perché le reazioni devono convergere a zero all'infinito ed i termini esponenziali  $e^{\alpha z}$  crescono rapidamente con l'aumento della profondità  $z$  (paragrafo 2.10.1). L'equazione per l'interfaccia sopra lo strato di sottofondo diventa quindi:

$$\begin{pmatrix} e^{\alpha h_i} & -e^{-\alpha h_i} & -(1-2\nu_i - \alpha h_i)e^{\alpha h_i} & -(1-2\nu_i + \alpha h_i)e^{-\alpha h_i} \\ e^{\alpha h_i} & e^{-\alpha h_i} & (2\nu_i + \alpha h_i)e^{\alpha h_i} & -(2\nu_i - \alpha h_i)e^{-\alpha h_i} \\ e^{\alpha h_i} & e^{-\alpha h_i} & -(2-4\nu_i - \alpha h_i)e^{\alpha h_i} & (2-4\nu_i + \alpha h_i)e^{-\alpha h_i} \\ (\alpha G_i - l_i)e^{\alpha h_i} & (\alpha G_i + l_i)e^{-\alpha h_i} & \begin{pmatrix} \alpha G_i (2\nu_i + \alpha h_i) \\ -(1 + \alpha h_i)l_i \end{pmatrix} e^{\alpha h_i} & \begin{pmatrix} -\alpha G_i (2\nu_i - \alpha h_i) \\ -(1 - \alpha h_i)l_i \end{pmatrix} e^{-\alpha h_i} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_i \\ B_i \\ C_i \\ D_i \end{pmatrix} = \quad (A-8)$$

$$\begin{pmatrix} -1 & -(1-2\nu_N) \\ 1 & -2\nu_N \\ R_{N-1} & (2-4\nu_N)R_{N-1} \\ R_{N-1}l_{N-1} & -R_{N-1}l_{N-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} B_N \\ D_N \end{pmatrix}$$

dove:

$N$  = numero dell'ultimo strato (sottofondo)

$i = N-1$

Assemblando le equazioni (A-2), (A-3), (A-8), ad esempio, per un sistema composto da tre soli strati perfettamente aderenti, è possibile scrivere in termini di matrici la seguente equazione:

$$\begin{pmatrix}
1 & -1 & -(1-2\nu_1) & -(1-2\nu_1) \\
1 & 1 & 2\nu_1 & -2\nu_1 \\
e^{a h_1} & -e^{-a h_1} & a_{3,3} e^{a h_1} & a_{3,4} e^{-a h_1} & -1 & 1 & (1-2\nu_2) & (1-2\nu_2) \\
e^{a h_1} & e^{-a h_1} & a_{4,3} e^{a h_1} & a_{4,4} e^{-a h_1} & -1 & -1 & -2\nu_2 & 2\nu_2 \\
e^{a h_1} & e^{-a h_1} & a_{5,3} e^{a h_1} & a_{5,4} e^{-a h_1} & -R_1 & -R_1 & (2-4\nu_2)R_1 & -(2-4\nu_2)R_1 \\
e^{a h_1} & -e^{-a h_1} & a_{6,3} e^{a h_1} & a_{6,4} e^{-a h_1} & -R_1 & R_1 & -R_1 & -R_1 \\
& & & & e^{a h_2} & -e^{-a h_2} & a_{7,7} e^{a h_2} & a_{7,8} e^{-a h_2} & 1 & (1-2\nu_3) \\
& & & & e^{a h_2} & e^{-a h_2} & a_{8,7} e^{a h_2} & a_{8,8} e^{-a h_2} & -1 & 2\nu_3 \\
& & & & e^{a h_2} & e^{-a h_2} & a_{9,7} e^{a h_2} & a_{9,8} e^{-a h_2} & -R_2 & -(2-4\nu_2)R_2 \\
& & & & e^{a h_2} & -e^{-a h_2} & a_{10,7} e^{a h_2} & a_{10,8} e^{-a h_2} & -R_2 & R_2
\end{pmatrix}
\begin{pmatrix}
A_1 \\
B_1 \\
C_1 \\
D_1 \\
A_2 \\
B_2 \\
C_2 \\
D_2 \\
B_3 \\
D_3
\end{pmatrix}
=
\begin{pmatrix}
1 \\
0 \\
0 \\
0 \\
0 \\
0 \\
0 \\
0 \\
0 \\
0
\end{pmatrix} \quad (\text{A-9})$$

## BIBLIOGRAFIA

- Allen, J. J., and Thompson, M. R. (1974), *Resilient response of granular 74 / Journal of Transportation Engineering / January/February 2000 materials subjected to time dependent lateral stresses*, *Transp. Res. Rec. 510*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1–13.
- AMADEUS (2000), *Advanced Models for Analytical Design of European Pavement Structures*, RO-97-SC.2137, Final report
- Amber Yau, Von Quintus H. L. (2002), *Study of LTTP laboratory resilient modulus test data and response characteristics*, *Federal Highway Administration publication n. FHWA-RD-02-051*, Research, Development, and Technology Turner-Fairbank Highway Research Center Georgetown Pike, U.S.A.
- Barber, E. S. (1957) *Calculation of maximum pavement temperatures from weather report*, *Transportation Research Board no. 168*, pp. 1-6, Washington D.C, U.S.A.
- Barksdale, R. D. (1972), *Laboratory evaluation of rutting in basecourse materials*, *Proc., 3rd Int. Conf. on Struct. Des. of Asphalt Pavements*, 161–174.
- Barksdale, R. D., and Itani, S. Y. (1989), *Influence of aggregate shape on base behaviour*, *Transp. Res. Rec. 1227*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 173–182.
- Bendat J.S., Piersol A. G. (1986) *Random Data: Analysis and Measurement Procedures*, New York, J. Wiley & Sons, 1986.
- Brademeyer B.D., Delatte N.J., Markow M.J. (1986), *Analysis of moving dynamic loads on highway pavements – Part II: Pavement response*, *Int. Symp. On Heavy Vehicle Weights and Dimensions*, Kelowna, British Columbia, Canada
- Brown, S. F., and Hyde, A. F. L. (1975), *Significance of cyclic confining stress in repeated-load triaxial testing of granular material*, *Transp. Res. Rec. 537*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 49–58.
- Brown, S. F., and Selig, E. T. (1991), *The design of pavement and rail track foundations*, *Cyclic loading of soils: From theory to design*, M. P. O'Reilly and S. F. Brown, eds., Blackie and Son Ltd., Glasgow, Scotland, 249–305.
- Box, G. E.P., Jenkins G. M. (1976) *Time series analysis, forecasting and control*, Holden-Day, London.
- Boyce, J. R., Brown, S. F., and Pell, P. S. (1976), *The resilient behaviour of a granular material under repeated loading*, *Proc., 8th ARRB Conf. Mat. Constr. and Maintenance*, Vol. 8, Part 3, 1–12.
- Chan, F. W. K. (1990), *Permanent deformation resistance of granular layers in pavements*, *PhD thesis*, Dept. of Civ. Engrg., University of Nottingham, Nottingham, England.
- C.N.R., (1995), *Catalogo delle Pavimentazioni Stradali*, *Consiglio Nazionale delle Ricerche*, b.u. n. 178-1995, Roma.
- Cebon, D. (1993) *Interaction between Heavy Vehicles and Road*, *L. Ray Buckendale Lecture SAE 1993*, Cambridge, U.K..
- Cebon, D. (1999), *Handbook of vehicle road interaction*, Swets & Zeitlinger Publishers, 1999, The Netherlands.
- Cheli F. Diana G. (1997) *Dinamica e vibrazione dei sistemi meccanici*, 2° Volume, UTET Torino, 1997.
- Clyne T. R., Xinjurn Li, Marasteanu M. O., Skok E. (2003), *Dynamic and resilient modulus of Mn/DOT asphalt*

mixtures, *Minnesota Department of Transportation Report, St. Paul Minnesota, USA*

Cole D.J., Park S., Popov A.A. (2004), Influence of soil deformation on off-road heavy vehicle suspension vibration, *Journal of Terramechanics* 41 pp. 41–68, Elsevier 2004.

Collop, P. and Cebon, D. (1995), Modelling whole-life pavement performance, *Proceedings of the 4th International Symposium on Heavy Vehicle Weights and Dimension, Ann Arbor Michigan, USA.*

COST 334 (1999), Effects of Wide Single Tyres and Dual Tyres. *Final Report of the Action, European commission Directorate General Transport*

Di Mascio, P. Domenichini L., (1995), Condizioni Climatiche – Ricerca finalizzata alla redazione di un “catalogo delle pavimentazioni stradali” a cura del C.N.R., *riproduzione a cura dell’A.I.P.C.R. Grafikarte editor, Roma.*

D’APUZZO M., NICOLOSI V., MATTAROCCI M., (2004), Predicting Roughness Progression of Asphalt Pavements by Empirical-Mechanistic Model, *Proceedings of the II International SIIV Congress, SIIV 2004, 27 – 29 October 2004, Florence, Italy.*

Dawson, A. R. (1990), *Introduction to soils & granular materials, Lecture Notes from Residential Course, Bituminous Pavements: Materials, Design and Evaluation, University of Nottingham, Nottingham, England.*

Dawson, A. R., Thom, N. H., and Paute, J. L. (1996), *Mechanical characteristics of unbound granular materials as a function of condition. Flexible Pavements, Proc., Eur. Symp. Euroflex 1993, A. G. Correia, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 35–44.*

Dehlen, G. L. (1969), *The effect of non-linear material response on the behaviour of pavements subjected to traffic loads, PhD thesis, University of California, Berkeley, Berkeley, Calif.*

Dunlap, W. A. (1963), *A report on a mathematical model describing the deformation characteristics of granular materials, Tech. Rep. No. 1, Proj. 2-8-62-27, Texas Transp. Inst., Texas A&M University, College Station, Tex.*

Garg, N., and Thompson, M. R. (1997), *Triaxial characterization of Minnesota road research project granular materials, Transp. Res. Rec. 1577, Transportation Research Board, Washington, D.C., 27–36.*

Gidel, G., Hornych, P., Chauvin, J.J., Breyse, D. and Denis, A. (2001), *Nouvelle approche pour l’étude des déformations permanents des graves non traitées à l’appareil triaxial à chargements répétés. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées no.233, pp. 5-21.*

Elliot, R. P., and Lourdesnathan, D. (1989), *Improved characterization model for granular bases, Transp. Res. Rec. 1227, Transportation Research Board, Washington, D.C., 128–133.*

FHWA (2002) – Study of LTPP Laboratory Resilient Modulus Test Data and Response Characteristics : Final Report, *Publication no. FHWA-RD-02-051*

Haynes J. H. and Yoder E. J., (1963), *Effects of repeated loading on gravel and crushed stone base materials used at the AASHTO Road Test, Highway research Record No. 39, National research Council, Washington D.C. U.S.A..*

Hardy, M.S.A.(1990), *The response of flexible pavements to dynamic tyre forces, PhD Thesis, Cambridge University Engineering Department, 1990.*

Haynes, J. G., and Yoder, E. J. (1963), *Effects of repeated loading on gravel and crushed stone base course materials used in the AASHTO Road Test, Hwy. Res. Rec. 39.*

Heydinger, A. G., Xie, Q. L., Randolph, B. W., and Gupta, J. D. (1996), *Analysis of resilient modulus of dense and open-graded aggregates, Transp. Res. Rec. 1547, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1–6.*

Hicks, R. G. (1970), *Factors influencing the resilient properties of granular materials, PhD thesis, University of California, Berkeley, Berkeley, Calif.*

Hicks, R. G., and Monismith, C. L. (1971), *Factors influencing the resilient properties of granular materials. Hwy. Res.*

Rec. 345, 15–31.

Holubec, I. (1969), *Cyclic creep of granular materials*, Rep. No. RR147, Department of Highways, Ontario, Canada.

Huang Y. H. (1993), *Pavement Analysis and design*, Practice Hall Inc., New Jersey U.S.A.

Johnson, T. C., Berg, R. L., and Dimillio, A. (1986), *Frost action predictive techniques: An overview of research results*, Transp. Res. Rec. 1089, Transportation Research Board, Washington, D.C., 147–161.

Jorenby, B. N., and Hicks, R. G. (1986), *Base course contamination limits*, Trans. Res. Rec. 1095, Transportation Research Board, Washington, D.C., 86–101.

Kamal, M. A., Dawson, A. R., Farouki, O. T., Hughes, D. A. B., and Sha'at, A. A. (1993), *Field and laboratory evaluation of the mechanical behaviour of unbound granular materials in pavement*, Transp. Res. Rec. 1406, Transportation Research Board, Washington, D.C., 88–97.

Karasahin, M. (1993), *Resilient behaviour of granular materials for analysis of highway pavements*, PhD thesis, Dept. of Civ. Engrg., University of Nottingham, Nottingham, England.

Khedr, S. (1985), *Deformation characteristics of granular base course in flexible pavement*, Transp. Res. Rec. 1043, Transportation Research Board, Washington, D.C., 131–138.

Kolisoja, P. (1997), *Resilient deformation characteristics of granular materials*, PhD thesis, Tampere University of Technology, Publ. No. 223, Tampere, Finland.

ISO (1995), *ISO 8608, Mechanical vibration – Road Surface profiles – Reporting of measured data*, International Standard Organisation, Geneva, 1995.

Lade, P. V., and Nelson, R. D. (1987), *Modelling the elastic behaviour of granular materials*, Int. J. Numer. and Analytical Methods in Geomechanics, 2, 521–542.

Lashine, A. K., Brown, S. F., and Pell, P. S. (1971), *Dynamic properties of soils*, Rep. No. 2, Submitted to Koninklijke/Shell Laboratorium, Dept. of Civ. Engrg., University of Nottingham, Nottingham, England.

Larsen, H. J. E. and Ullidtz, P. (1998), *Development of improved mechanistic deterioration models for flexible pavements*, Danish Road Institute Report no. 89, Denmark.

Lekarp, F. (1997), *Permanent deformation behaviour of unbound granular materials*, Licentiate thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm.

Lekarp F., Isacsson U., Dawson A. (2000), *State of the art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates 66 / Journal of Transportation Engineering / January/February*

Lekarp F., Isacsson U., Dawson A. (2000), *State of the art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates 76 / Journal of Transportation Engineering / January/February*

Lekarp, F. and Dawson A. (1998), *Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials*, Construction and Building Materials no.12 (1), pp. 9-18.

Lu Sun (2001), *Computer simulation and field measurement of dynamic pavement loading*, Mathematics and Computers in Simulation no. 56, pp. 297–313.

Marchionna A., Correr A., Molinaro E. (1989), *Materiali legati con leganti bituminosi per strati di base, collegamento e usura, Rapporto della ricerca finalizzata alla redazione di un catalogo delle pavimentazioni stradali*, Fondazione Politecnica per il Mezzogiorno d'Italia.

Marek, C. R. (1977), *Compaction of graded aggregate bases and subbases*, Transp. Engrg. J. of ASCE, 103(1), 103–113.

Maser, K.R., Scullion, T. and Briggs R.C. (1990), *Use of Radar Technology for Pavement Layer Evaluation*, Proceedings of the 7th International Conference on Asphalt Pavements, 12-15 August 1990, Derry and Sons Ltd,

Nottingham U.K. , vol. 2 pp. 245-262.

Maree, J. H. (1982), *Aspects of the design and behaviour of road pavements with granular material base layers*, PhD thesis, Dept. of Civ. Engrg., University of Pretoria, Pretoria, South Africa (in Afrikaans).

May, R. W., and Witczak, M. W. (1981), *Effective granular modulus to model pavement responses*, Transp. Res. Rec. 810, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1–9.

Mayhew, H. C. (1983), *Resilient properties of unbound road base under repeated triaxial loading*, Lab. Rep. 1088, TRRL, Crowthorne, U.K.

Mitry, F. G. (1964), *Determination of the modulus of resilient deformation of untreated base course materials*, PhD thesis, University of California, Berkeley, Berkeley, Calif.

Monismith, C. L., Seed, H. B., Mitry, F. G., and Chan, C. K. (1967), *Prediction of pavement deflections from laboratory tests.* Proc., 2<sup>nd</sup> Int. Conf. Struct. Des. of Asphalt Pavements, 109–140.

Moore, W. M., Britton, S. C., and Schrivner, F. H. (1970), *A laboratory study of the relation of stress to strain for a crushed limestone base material*, Res. Rep. 99-5F, Study 2-8-65-99, Texas Transp. Inst., Texas A&M University, College Station, Tex.

Morgan, J. R. (1966), *The response of granular materials to repeated loading.* Proc., 3rd Conf., ARRB, 1178–1192.

Nataatmadja, A., and Parkin, A. K. (1989), *Characterization of granular materials for pavements*, Can. Geotech. J., Ottawa, 26, 725–730.

Nataatmadja, A. (1992), *Resilient modulus of granular materials under repeated loading*, Proc., 7th Int. Conf. on Asphalt Pavements, Vol. 1, 172–185.

NCHRP 1-37A (2003), *Analysis of new and rehabilitated asphalt pavements in the 2002 design guide*, Arizona State University, Web Document <http://www.trb.org/mepdg/>.

Papagiannakis A.T., Haas R.C.G., Woodrooffe J.H.F., Leblanc P.A.(1988), *Impact of roughness-induced dynamic load on flexible pavement performance*, First. Int. Symp. On Surface Characteristics, Penn. State College, ASTM

Pappin, J. W. (1979), *Characteristics of granular material for pavement analysis*, PhD thesis, Dept. of Civ. Engrg., University of Nottingham, Nottingham, England.

Paute, J. L., Horny, P., and Benaben, J. P. (1996), *Repeated load triaxial testing of granular materials in the French network of Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Flexible Pavements, Proc., Eur. Symp. Euroflex 1993, A. G. Correia, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 53–64.

Pellinen T. K., Christensen D. W., Rowe G. M., Sharrock M. (2004), *Fatigue transfer function – how do they compare*, Proceedings of 83th Annual Meeting of Transportation Research Board, January 2004, Washington D.C, U.S.A.

Pezo, R. F. (1993), *A general method of reporting resilient modulus tests of soils—A pavement engineer's point of view*, 72nd Annu. Meeting of the TRB.

Raad, L., Minassian, G., and Gartin, S. (1992). *Characterization of saturated granular bases under repeated load*, Transp. Res. Rec. 1369, Transportation Research Board, Washington, D.C., 73–82.

Rada, G., and Witczak, M. W. (1981), *Comprehensive evaluation of laboratory resilient moduli results for granular material*, Transp. Res. Rec. 810, Transportation Research Board, Washington, D.C., 23–33.

Robinson, R. G. (1974), *Measurement of the elastic properties of granular materials using a resonance method*, TRRL Supplementary Rep. No. 111UC, TRRL.

Sayers M (1961), *On the calculation of the International Roughness Index*, Transportation Research Record no. 1501, Transportation Research Board, Washington D.C., U.S.A..

Seed, H. B., Mitry, F. G., Monismith, C. L., and Chan, C. K. (1967), *Prediction of flexible pavement deflections from*

- laboratory repeated load tests, NCHRP Rep. No. 35, National Cooperative Highway Research Program.
- Smith K.L., Smith K.D., Evans L.D., Hoerner T.E., Darter M.I., Woodstrom J.H. (1997), Shothness Specifications for pavements, NCHRP Project 1-31 Final Report, Web Document <http://books.nap.edu/books/nch001/html/>.
- Smith, W. S., and Nair, K. (1973), Development of procedures for characterization of untreated granular base coarse and asphalt-treated base course materials. Rep. No. FHWA-RD-74-61, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Sweere, G. T. H. (1990). Unbound granular basis for roads, PhD thesis, University of Delft, Delft, The Netherlands.
- Thom, N. H., and Brown, S. F. (1987), Effect of moisture on the structural performance of a crushed-limestone road base, Transp. Res. Rec. 1121, Transportation Research Board, Washington, D.C., 50–56.
- Ullidtz, P. and Larsen, B.K. (1983), Mathematical Model for predicting pavement performance. Transportation Research Record no. 949, pp 45-55, Transportation Research Board, Washington D.C., U.S.A
- Uzan, J., Livneh, M. and Eshed Y. (1978), Investigation of adhesion properties between asphaltic-concrete layers, Proceedings of Association of Asphalt Paving Technology, vol. N. 43 1978.
- Trollope, E. H., Lee, I. K., and Morris, J. (1962), Stresses and deformation in two-layer pavement structures under slow repeated loading. Proc., ARRB, Vol. 1, Part 2, 693–718.
- Uzan, J. (1985). Characterization of granular material. Transp. Res. Rec. 1022, Transportation Research Board, Washington, D.C., 52–59.
- Verstraeten J., Veverka V., Francken L. (1982), Rational and Practical Designs of Asphalt Pavements to Avoid Cracking and Rutting, Proceedings of Fifth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements held at Delft University of Technology, The Netherlands (Sponsored by The Study Centre for Road Construction) - August 23-26, 1982.
- Verstraeten, J., Romain, J.E. and Veverka V. (1977), The Belgian road research center's overall approach to asphalt pavement structural design, Proceedings of Fourth International Conference Structural design of Asphalt Pavements, august 22-26 1977, Ann Arbor Michigan U.S.A., Mallory Lithographing Inc./AnnArbor/vol.1, pp. 298-324.
- Vuong, B. (1992), Influence of density and moisture content on dynamic stress-strain behaviour of a low plasticity crushed rock, Rd. And Transp. Res., 1(2), 88–100.
- Witczak, M. W., and Uzan, J. (1988), The universal airport pavement design system, Report I of IV: Granular material characterization, University of Maryland, College Park, Md.
- Werkmeister S., Dawson A., Wellner F. (2001), Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept, Proceedings of 80th Annual Meeting of Transportation Research Board, Washington D.C, U.S.A.
- Witczak, M.W. and Fonseca, O.A. (1996), Revised Predictive Model for Dynamic (Complex) Modulus of Asphalt Mixtures, Transportation Research Record no. 1540, pp. 15-23, Transportation Research Board, Washington D.C., U.S.A.
- Wolff, H., and Visser, A. T. (1994), Incorporating elasto-plasticity in granular layer pavement design, Proc., Instn. of Civ. Engrs. Transp., 105, 259–272.
- Zhang W., Macdonald R. A. (2002), Models for determining permanent strains in the subgrade and pavement functional condition, Danish Road Institute Report 115, Road Directorate and Danish Road Institute, Denmark.